

Juha Viljanen

Eurokoodin vaikutus pilari- stabiloidun maan varaan perustetun ratapenkereen mitoitukseen

Juha Viljanen

Eurokoodin vaikutus pilaristabiloidun maan varaan perustetun ratapenkereen mitoitukseen

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 16/2010

Liikennevirasto
Helsinki 2010

Kannen kuvat: Simo Toikkanen ja Juha Viljanen

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-534-2

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Juha Viljanen: Eurokoodin vaikutus pilaristabiloidun maan varaan perustetun ratapenkereen mitoitukseen. Liikennevirasto, rautatieosasto. Helsinki 2010. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 16/2010. 75 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-534-2.

Avainsanat: pilaristabilointi, eurokoodi, ratapenger, elementtimenetelmä

Tiivistelmä

Tässä työssä on tutkittu Eurokoodien vaikutusta pilaristabiloinnin mitoitukseen vertailevien mitoituslaskelmien avulla. Vertailevat pilaristabiloinnin mitoituslaskelmat on suoritettu esimerkkikohteelle nykyisten Liikenneviraston (aik. Tiehallinnon) ohjeiden sekä Eurokoodin mitoitusmenetelmän mukaisesti. Laskelmien esimerkkikohteena on käytetty pilaristabiloidun maan varaan perustettua rata-pengertä.

Vertailevien mitoituslaskelmien tuloksista nähdään, että Eurokoodin osavarmuusmenetelmä lisää pilaristabiloinnin mitoitusprosessin kokonaisvarmuustasoa. Mitoituksen varmuustason kasvaminen johtaa mitoitus tuloksen eli pilarien k/k-välin tihentymiseen. Mitoitusprosessin määrääväksi mitoitus tarkasteluksi muodostuivat kaikissa mitoitus tapauksissa pilarin puristusjännitystarkastelut murtorajatilassa. Penkereen kokonaisvakavuus tai käyttörajatilan painumatarkastelut eivät vaikuttaneet mitoituksen lopputulokseen.

Tihentyneen pilarivälin vaikutusta jännitysten jakautumiseen pilaristabiloidussa maassa tutkittiin elementtimenetelmään pohjautuvan Plaxis v8.6 -ohjelmiston avulla. Plaxis-laskelmissa käytettiin kahta geometriamallia, joita erotti pilarien k/k-välin suuruus. Pilarien k/k-väleinä käytettiin Liikenneviraston nykyisen mitoituksen sekä Eurokoodin määräävimman mitoitus tapauksen mitoitus tuloksia. Laskentamallien avulla vertailtiin myös penkereen vertikaalisia muodonmuutoksia sekä pilarin ja maan välisen yhteistoiminnan toteutumista.

Elementtimenetelmällä suoritettujen laskelmien tuloksista nähdään, että vertikaaliset jännitykset muodostuvat tarkastelutasossa selvästi Liikenneviraston nyky mitoitusmenetelmässä sallittuja puristusjännityksiä pienemmiksi. Eurokoodin tihentyneen pilarivälin tapauksessa tilanne korostuu entisestään. Elementtimenetelmällä suoritettujen tarkasteluiden tulosten pohjalta on vaikea perustella pilaristabiloinnin mitoituksen nykyisen varmuustason nostamisen välttämättömyyttä.

Juha Viljanen: Eurokodens inverkan på beräkningen av pelarstabilisering. Trafikverket, järnvägsavdelningen. Helsingfors 2010. Trafikverkets undersökningar och utredningar 16/2010. 75 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-534-2.

Nyckelord: djupstabilisering, pelarstabilisering, eurokod, elementmetod, banvall

Sammandrag

I detta arbete har det med hjälp av jämförande beräkningar, undersökts Eurokodens inverkan på beräkningen av pelarstabilisering. De jämförande pelarstabiliseringsberäkningarna har utförts på exempelobjektet i enlighet med Trafikverkets (tidigare Vägverket) nuvarande anvisningar samt enligt beräkningssystemet Eurokod.

På basen av resultaten av de jämförande beräkningarna, kan man konstatera att Eurokodens delsäkerhetssystem ökar säkerhetsnivån på pelarstabiliseringens beräkningsprocess. Det faktum att beräkningens säkerhetsnivå stiger leder till att beräkningsresultatet, alltså avståndet mellan pelarna, minskar. Beräkningsprocessens avgörande dimensionering utgjordes i alla beräkningsfall av granskning av pelarnas tryckspänning i brottsgränstillstånd. Banvallens helhetsstabilitet eller granskning av bruksgränstillståndets sättning påverkade inte beräkningarnas slutresultat.

Inverkan av tätare pelaravstånd på fördelningen av spänning i pelarstabiliserad mark undersöktes med hjälp av det på elementmetoden baserade programmet Plaxis v8.6. I Plaxis beräkningarna användes två geometriska modeller vilkas skillnad bestod av olika pelaravstånd. Som pelaravstånd användes beräkningsresultat av Trafikverkets nuvarande dimensionering samt beräkningsresultat av Eurokodens mest dominerande beräkningssituation. Med hjälp av beräkningsmodellerna jämfördes även banvallens vertikala förändringar samt pelarens och markens samverkan.

Från resultaten av de uträkningar som gjorts i enlighet med elementmodellen kan man utläsa att de vertikala spänningarna i undersökningsnivån blir klart lägre än de tryckspänningar som Trafikverkets nuvarande metoder tillåter. Med Eurokodens tätare pelaravstånd blir situationen ännu tydligare. På basen av de undersökningar som gjorts i enlighet med elementmetoden är det svårt att motivera varför pelarstabiliseringens nuvarande säkerhetsnivå nödvändigtvis borde höjas.

Juha Viljanen: The effect of Eurocode on dimensioning process of lime cement column stabilization for railway embankments. Finnish Transport Agency, Railway Department. Helsinki 2010. Research reports of the Finnish Transport Agency 16/2010. 75 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-534-2.

Key words: stabilised soil, eurocode, railway embankment, finite element method

Summary

In this research the effect of the Eurocode design method on the dimensioning process of stabilised columns has been investigated. Dimensioning calculations of stabilised columns made according to the guidelines of the Eurocode design method and according to the current Finnish Transport Agency's (earlier Finnish Transport Administration) design method are compared. The dimensioning calculations were carried out in relation to a case study of a railway embankment.

Comparing the results of the design calculations indicates that the Eurocode partial factor method yields a higher overall factor of safety than the current dimensioning methods. Increased factor of safety results in a higher column pattern density. Compression strains in the ultimate limit state were the limiting factor in all design process cases. The overall stability or vertical deformations did not affect the outcome of the design process.

The effect of various column pattern densities on vertical strains was studied with using the finite element method. The calculations based on the finite element method were made with Plaxis v8.6 software. Calculations were made using two different geometry models, each with a different columns center to center distance. These center to center distances were obtained using the current Finnish Transport Agency's design method and the Eurocode design method. Vertical deformations of the embankment and the interaction between the soil and the columns were also compared in the calculation models.

The results obtained with the finite element method show that the obtained vertical strains were significantly smaller than those calculated with the current Finnish Transport Agency dimensioning method. For those calculated according to the Eurocode the difference is even more pronounced. On the basis of the calculation results obtained it is difficult to justify that the increase of the current safety level of the design method is necessary.

Alkusanat

Tämän tutkimuksen on tehnyt tekniikan ylioppilas Juha Viljanen Teknillisen Korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Tutkimus on tekijän diplomityö.

Tutkimuksen rahoittajana ja tilaajana toimi Ratahallintokeskus (nyk. Liikennevirasto). Liikenneviraston edustajana toimi aluepäällikkö Erkki Mäkelä. Työn valvojana toimi Teknillisen Korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan professori Pauli Vepsäläinen. Työn ohjaajana toimi dipl.ins. Jaakko Heikkilä.

Helsingissä kesäkuussa 2010

Liikennevirasto
Rautatieosasto

Sisällysluettelo

MERKINNÄT	9
1 JOHDANTO	11
2 PILARISTABILOINNIN MITOITUS	12
2.1 Yleistä.....	12
2.2 Mitoitusmenetelmät	12
2.2.1 Kokonaisvarmuusmenetelmä	12
2.2.2 Osavarmuusmenetelmä.....	12
2.3 Mitoituksen lähtökohdat.....	13
2.3.1 Yleistä	13
2.3.2 Pilarien mitoitusyypit	13
2.3.3 Kuormien jakautuminen	15
2.3.4 Stabiloidun maan materiaaalimalli	15
2.3.5 Luonnontilainen vakavuus	16
2.3.6 Painuma	17
2.4 Syvästabiloinnin suunnitteluohje	17
2.4.1 Yleistä	17
2.4.2 Mitoitusprosessi.....	17
2.4.3 Kimmoisan pilarin mitoitus	18
2.4.4 Stabiloinnin leveys	21
2.4.5 Kokonaisvakavuus	21
2.5 Eurokoodit	23
2.5.1 Eurokoodien tausta.....	23
2.5.2 Eurokoodi standardit.....	24
2.5.3 Kansallinen liite	25
2.5.4 Eurokoodin rakenne	25
2.5.5 Rajatilamenettely.....	25
2.5.6 Geotekniset vaativuusluokat	26
2.5.7 Mitoitustilanteet.....	26
2.5.8 Ominaisarvot	26
2.5.9 Kuormien ja geoteknisten parametrien mitoitusarvot.....	26
2.5.10 Murtorajatilat.....	27
2.5.11 Mitoitustavat.....	28
2.5.12 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (YM)	30
2.5.13 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (LVM-luonnos).....	32
2.5.14 Käyttöraajatilat.....	33
2.5.15 Maapohjan vahvistaminen ja lujittaminen.....	34
3 PILARISTABILOINNIN MITOITUSLASKELMAT	35
3.1 Yleistä.....	35
3.2 Laskentamallin ominaisuudet.....	35
3.2.1 Geometria.....	35
3.2.2 Materiaalit	36
3.2.3 Kuormat	37
3.3 Mitoitustarkastelut	38
3.3.1 Yleistä	38
3.3.2 Tarkastelutapaukset.....	38

3.3.3	Varmuuslukujen yhdistelmät	39
3.4	Tulokset.....	39
3.4.1	Luonnollinen vakavuus.....	39
3.4.2	Mitoitustulokset YM1, YM2 ja YM3.....	40
3.4.3	Mitoitustulokset LVM1, LVM2 ja LVM3.....	43
3.4.4	Kokonaisvakavuus.....	46
3.4.5	Käyttörajan tilan stabiliteetti.....	49
3.4.6	Pilarien mitoittaminen stabiliteettiin perustuen.....	49
3.4.7	Maan kestävyys osavarmuusluvun vaikutus	50
3.5	Pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien yhteenveto	53
4	JÄNNITYSTEN JAKAUTUMINEN PILARISTABILOIDUSSA MAASSA	56
4.1	Yleistä	56
4.2	Elementtimenetelmään pohjautuvat tarkastelut.....	56
4.2.1	Tarkastelutapaukset	56
4.2.2	Elementtimenetelmän geometriamallit	56
4.2.3	Kuormat	58
4.2.4	Rajatilat.....	58
4.2.5	Tasomallin erityispiirteet	59
4.2.6	Pyörähdysymmetriamallin erityispiirteet.....	60
4.2.7	Materiaalimallit ja parametrit.....	60
4.3	Elementtimenetelmä laskelmien tulokset	62
4.3.1	Yleistä.....	62
4.3.2	Jännityslaskelmien tulokset.....	62
4.3.3	Painumalaskelmien tulokset.....	67
4.4	FEM laskelmien yhteenveto.....	69
4.4.1	Jännitystarkastelut	69
4.4.2	Muodonmuutokset.....	70
4.4.3	FEM tulosten vertailu klassiseen mitoitukseen	70
5	JOHTOPÄÄTÖKSET	72
	LÄHDELUETTELO	74

Merkinnät

A_m	maan pinta-ala
A_p	pilarin pinta-ala
C_d	rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle
C_u	saven maksimi leikkauslujuus
E	kimmomoduuli
E_d	kuorman vaikutusten mitoitusarvo
E_{pil}	pilarin muodonmuutosmoduuli
F_c	rakenteen kokonaisvarmuusluku
F_d	kuorman mitoitusarvo
F_k	kuorman ominaisarvo
F_{rep}	kuorman edustava arvo
I_C	konsistenssiluku
I_p	plastisuusluku
K_{Fl}	luotettavuuden kuormakerroin
K_0	lepopainekerroin
M	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
M_a	ulkoisten kuormien aiheuttama aktiivimomentti
M_p	maan liukuvastuksen aiheuttama passiivimomentti murtotilassa
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
X_d	geotekninen mitoitusarvo
X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
a	pilarin suhteellinen pinta-ala
a_d	mittatiedon mitoitusarvo
c	koheesio
e	huokosluku
Δh	pilaroidun maakerroksen paksuus
k_h	horisontaalijännityksen kerroin (=1)
k_x	vaakasuuntainen vedenläpäisevyys
k_y	pystysuuntainen vedenläpäisevyys
k_1	vedenläpäisevyys
m	maan moduuliluku
q	deviatorinen jännitys
q_{liik}	tasainen liikennekuorma
q_{maa}	maalle tuleva osa kokonaiskuormasta
q_u	puristuslujuus
q_0	penkereen aiheuttama kokonaiskuorma
q_1	pilarille tuleva kuorma
q_2	maalle tuleva kuorma
s_{maa}	maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
s_{pil}	pilareille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
s_p	stabiloidun pilarin suljettuleikkauslujuus
s_{ua}	pilaroidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivipuolella
s_{up}	maan leikkauslujuus pilaroimattomalla alueella ja passiivipuolella
w	vesipitoisuus
w_L	juoksuraja
β	jännityseksponentti
γ	tilavuuspaino
L_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku

γ_F	kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Gkj, sup}$	pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuusluku
γ_M	maaparametrin osavarmuusluku
$\gamma_{R,e}$	maan kestävyysden osavarmuusluku
$\gamma_{\phi'}$	leikkauskestävyyskulman osavarmuusluku
γ_Q	muuttuvan epäedullisen kuorman osavarmuusluku
$\bar{\sigma}$	maassa vallitseva pystyjännitys
$\bar{\sigma}_v$	vertailujännitys (100 kPa)
ε	puristuma
κ	MCC – mallin ylikonsolidoituneen osan parametri
κ^*	modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri
λ	MCC – mallin normaalisti konsolidoituneen osan parametri
λ^*	modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan parametri
μ	reduointikerroin
ν	poissonin luku
$\Delta\sigma'$	kuormituslisäys (ilman liikennekuormaa)
σ'_h	pilareihin vaikuttava maan tehokas horisontaalijännitys
σ'_p	konsolidaatiojännitys
σ'_v	maan pystysuora tehokas jännitys tarkastelusyvytydellä
σ'_{v0}	maassa vallitseva pystyjännitys
σ	maassa vallitseva pystyjännitys
σ_{murto}	pilarin puristuskapasiteetti
σ_h	maan tehokas horisontaalijännitys
σ_{pil}	pilareille tuleva puristusjännitys
τ	leikkausjännitys
τ_{pil}	pilarin leikkauslujuus
ϕ	leikkauskestävyyskulma
ψ	dilataatiokulma (Plaxis)
ψ	kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi

1 Johdanto

Rakenteiden suunnittelunormit ovat yhtenäistymässä Euroopan Unionin jäsenmaiden välillä. Eurokoodit tulevat korvaamaan nykyisessä käytössä olevat kansalliset rakenteiden suunnittelustandardit vuoden 2010 huhtikuuhun mennessä. Eurokoodin osavarmuusmenetelmään perustuva mitoitus tuo mukanaan muutoksia vakiintuneisiin rakenteiden mitoituskäytäntöihin. Normiuudistus tulee vaikuttamaan myös pilaristabiloinnin suunnitteluun ja mitoitukseen. Miten Eurokoodin vaikutus muuttaa itse pilaristabiloinnin mitoitus tulosta? Tuleeko menetelmän nykyinen varmuustaso pysymään ennallaan vai tuoko Eurokoodin osavarmuuslukujen vaikutus muutoksia menetelmän kokonaisvarmuustasoon?

Pilaristabilointimenetelmä on kohtuullisen nuori pohjanvahvistusmenetelmä, jonka tuotantotekniikan parissa tehdään jatkuvasti kehitystyötä. Tuotantotekniikan kehitystyön tuloksia ei kuitenkaan voida tehokkaasti hyödyntää ellei myös itse pilaristabiloinnin mitoituksen kehittämiseen kiinnitetä huomiota. Eurokoodin voimaan astumisen myötä nykymitoituksen kehitystarve on muodostunut ajankohtaiseksi.

Tämän tutkimuksen ensisijainen tavoite on selvittää miten Eurokoodin mitoitusmenettely vaikuttaa pilaristabiloidun ratapenkereen geotekniseen mitoitukseen. Kappaleessa kolme on esitetty pilaristabiloinnin vertailevat mitoituslaskelmat nykyisten Liikenneviraston (aik. Tiehallinnon) ohjeiden ja Eurokoodin eri mitoitus tapojen mukaisesti. Tutkimuksen toissijainen tavoite on tutkia elementtimenetelmään perustuvan ohjelman avulla jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa.

Jännitysten jakautumisessa syntyviä eroja on tutkittu eri mitoitusmenetelmien mitoitus tulosten muodostavien geometriamallien välillä. Elementtimenetelmän tuloksia on myös vertailtu klassisen mitoituksen tuloksiin. Elementtimenetelmällä suoritettavat laskelmat on esitetty kappaleessa neljä.

2 Pilaristabiloinnin mitoitus

2.1 Yleistä

Rakenteet on suunniteltava siten, että niillä on riittävä varmuus murtumista vastaan ja siten, että muodonmuutokset pysyvät sallituissa rajoissa. Rakenteiden mitoituksen tavoitteena on toteuttaa edellä mainitut ehdot mahdollisimman taloudellisesti.

Kappaleissa 2.3 ja 2.4 tarkastellaan pilaristabiloinnin mitoitusprosessia ja mitoituslähtökohtia nykyisten suomalaisten mitoitusohjeiden mukaisesti. Suomalaiset pilari-stabiloinnin mitoitusohjeet on esitetty Tiehallinnon (nyk. Liikenneviraston) Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa. Eurokoodin astuessa voimaan rakenteiden mitoituskäytännöt muuttuvat ja muutos koskee myös stabilointia. Eurokoodin mitoitusmenetelmää tarkastellaan kappaleessa 2.5.

2.2 Mitoitusmenetelmät

2.2.1 Kokonaisvarmuusmenetelmä

Rakenteen riittävällä varmuudella murtumista ja sallitut rajat ylittäviä muodonmuutoksia vastaan tarkoitetaan sitä, että rakenteen suunnitteluperusteena oleva tasapainotila on niin kaukana murtotilasta, etteivät rakenne ja siihen liittyvä maamassa pääse murtumaan tai siirtymään niin, että rakenteen kestävyys ja käyttöarvo kärsivät. Varmuuden määrittämiseksi on suunnittelutilannetta vastaavaa tasapainotilaa verrattava murtotilaan tai muuhun kriittiseen tilaan. (Paloheimo 1974)

Ympyränmuotoisia liukupintoja käytettäessä voidaan kokonaisvarmuusluku F_c laskea vaarallisimman liukuympyrän keskipisteen suhteen otetun momenttiyhtälön perusteella kaavalla 2.2.1.

$$F_c = \frac{M_p}{M_a} \quad (2.2.1)$$

F_c on	rakenteen kokonaisvarmuusluku
M_p	maan liukuvastuksen aiheuttama passiivimomentti murtotilassa
M_a	ulkoisten kuormien aiheuttama aktiivimomentti

Kaavan 2.2.1 varmuusluku F_c on luku, jolla murtotilaa, toisin sanoen maan leikkauslujuutta vastaava passiivimomentti on jaettava, jotta käyttötilaa vastaava tasapainotila olisi saavutettu (Paloheimo 1974).

2.2.2 Osavarmuusmenetelmä

Kantavuus- ja vakavuuslaskelmiin sisältyvistä suureista tunnetaan toiset suhteellisen hyvin, kun taas toiset ovat epävarmempia. Tämä voidaan ottaa huomioon käyttämällä osavarmuuslukuja, joiden arvot riippuvat laskelmissa käytetyn kunkin suureen

epävarmuudesta. Esimerkiksi lieriöliukupintoja käytettäessä voidaan passiivimomenttia lisäävät leikkauslujuusparametrit jakaa lujuusarvojen määrittystavasta ja hajonnasta riippuvalla varmuusluvulla, kun taas aktiivimomenttia lisäävät kuormat voidaan kertoa toisella osavarmuusluvulla (Paloheimo 1974).

2.3 Mitoituksen lähtökohdat

2.3.1 Yleistä

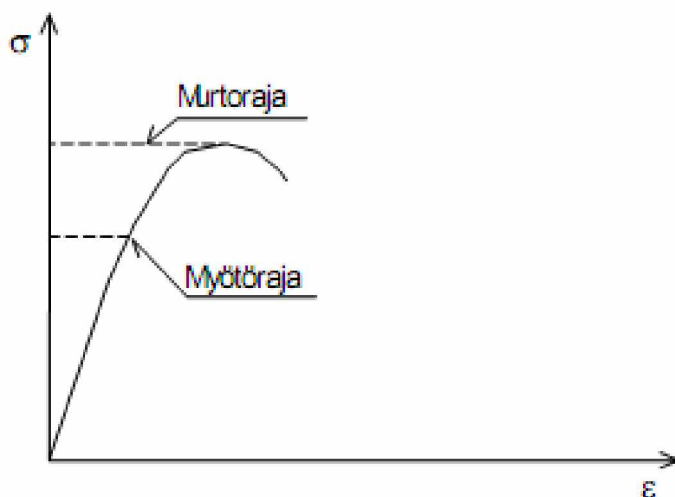
Nykyinen suomalainen syvästabiloinnin mitoituskäytäntö ei eroa merkittävästi kansainvälisestä syvästabiloinnin mitoituskäytännöstä. Broms & Bomanin vuonna 1977 esittämää puolilujien pilarien mitoitusperiaatetta käytetään Suomessa edelleen. Broms & Bomanin menetelmässä oletetaan stabiloidun maan toimivan yhdistelmä-rakenteena. Painuma oletetaan pilarin ja maan välillä yhtä suureksi riippumatta pilarivälistä, penkereen geometriasta tai penkereen materiaaliominaisuuksista (Aalto 1998).

2.3.2 Pilarien mitoitusyydit

Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohje jakaa pilarit mitoitusavan perusteella kahteen tyyppiin. Pilarit voidaan mitoittaa kimmoisina tai myötäävinä pilareina. Sekä kimmoisella että myötäävällä pilarilla kuormitus jakautuu pilarien ja maan välillä niiden muodonmuutosmoduulien suuruudesta riippuvalla tavalla. (Tiehallinto 2001).

Kimmainen pilari on Suomessa yleisemmin käytetty pilarityyppi. Kimmoisen pilarin mitoituksessa jännitykset eivät saa ylittää myötörajaa. Myötörajalla tarkoitetaan sitä jännitystä jonka ylittyessä pilarin käyttäytyminen muuttuu plastiseksi ja muodonmuutokset kasvavat. Myötörajaa pienemmillä jännityksillä pilarin oletetaan toimivan kimmoisasti (Tiehallinto 2001).

Kimmoisan pilaroinnin mitoituksessa määritetään kuorman jakautuminen pilarin ja maan kesken sekä verrataan pilarille tulevaa kuormaa myötörajan suuruiseen sallittuun kuormaan. Murtokuorman ja sen perusteella laskettavan myötökuorman määrittämisessä otetaan huomioon ympäröivän maan antama sivutuki (Tiehallinto 2001). Kuvassa 1 on esitetty myötörajan määrittäminen pilarin jännitys-muodonmuutos kuvaajasta. Myötörajan käyttämistä pilarin murtolujuutena on perusteltu jäännöslujuuden



Kuva 1. Kimmoisan pilarin myötörajan määrittäminen (Tiehallinto 2001)

Kimmoisen pilarin on rakenteeltaan käytännössä painumaton. Pilari kantaa suurimman osan kuormasta ja myötörajan ylittymistä ei sallita. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa kimmoisen pilarin myötörajaksi oletetaan enintään 70 % murtokuormasta. Myötörajaoletus perustuu kuormitus-muodonmuutoskäyrän muotoon, joka on materiaali-kohtainen sekä sisältää tietyn varmuuden sitä vastaan, ettei yksikään pilari joudu murtoon (Tiehallinto 2001).

Syvästabiloinnin suunnitteluohje asettaa kimmoisten yksittäisten pilarien mitoitukselle seuraavia vaatimuksia:

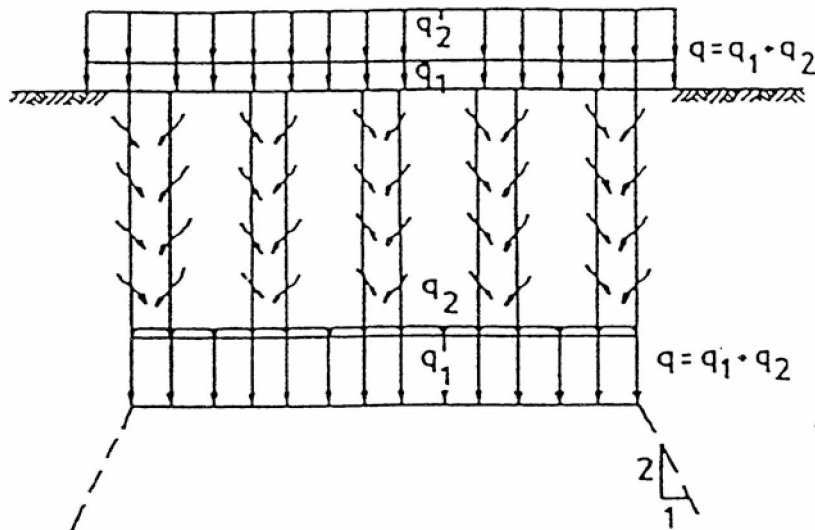
- Pilarin lujuus ei saa ylittää 15-kertaisena pohjamaan lujuutta, kun tarkastellaan pystysuunnassa 2 metrin matkalla laskettua lujuuden keskiarvoa
- Penkereen mitoituksessa lasketaan luonnollisen vakavuuden kokonaisvarmuus ilman pilarointia ja tarkistetaan täytyykö ehdot yksittäisten pilareiden käyttämiselle
- Sideaineena käytetään kalkkisementtiä tai toista ominaisuuksiltaan tunnettua sideaineseosta

Myötävän pilarin mitoituksessa jännitysten sallitaan nousta myötörajan suuruiseksi. Kuormituksen kasvaessa oletetaan, että ylimenevä kuormitus ei kasvata pilari-kuormaa vaan lisääntynyt kuorma siirtyy maapohjan kannettavaksi. Maapohjan kuormituksen lisääntyessä koko rakenteen annetaan painua. Pilarien pystyjojamainen vaikutus nopeuttaa painumaa (Tiehallinto 2001).

Pilarit voidaan mitoittaa myös lujiksi. Lujat pilarit toimivat paalujen lailla ja niiden oletetaan vastaanottavan kaiken kuormituksen. Lujien pilareiden tapauksessa ei maan sivutukea oteta huomioon (Tielaitos 1997). Lujien pilareiden käyttöä ei suositella, koska on todettu, että lujien pilareiden saavuttama lujuus on jäänyt useissa kohteissa selkeästi mitoituslujuuksia pienemmäksi. Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa 2001 ei käsitellä lujien pilarien mitoittamista.

2.3.3 Kuormien jakautuminen

Maan ja pilarin yhteistoiminnan toteutuessa, stabiloidulle maalle siirtyvien vertikaalisten kuormitusten voidaan olettaa jakautuvan kuvan 2 mukaisesti.

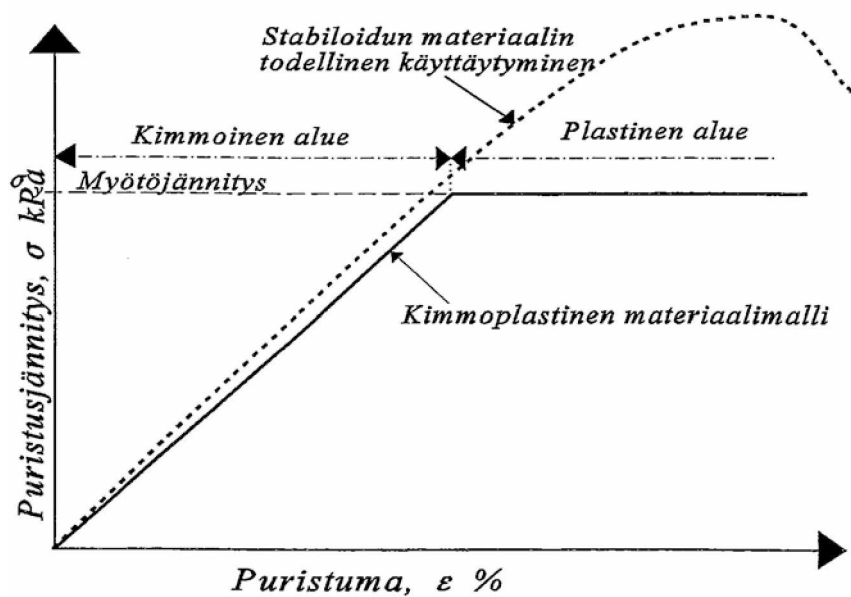


Kuva 2. Kuormien jakautuminen pilaristabiloidussa maassa (Aalto 1998)

Kimmoisen pilarityypin tarkoituksena on, että pilarin ja maapohjan yhteistoiminta toteutuu tehokkaasti. Maan ja pilarin yhteistoimintaan vaikuttaa materiaalien muodonmuutosmoduulien suuruuserot sekä pilarien k/k -väli. Pilareista on turha mitoittaa liian lujia, koska silloin maan ja pilarin yhteistoiminta ei ole tehokasta. Pilari on lujitettua maata eikä kantava rakenne (Tielaitos 2001).

2.3.4 Stabiloidun maan materiaaalimalli

Nykyiset syvästabiloinnin mitoitusmenetelmät perustuvat klassiseen maamekaniikkaan. Mitoitusmenetelmissä stabiloidun maapohjan oletetaan käyttäytyvän kimmo-plastisen materiaaalimallin mukaisesti. Kimmo-plastisessa materiaaalimallissa oletetaan materiaalin käyttäytyvän kimmoisasti myötörajan suuruiseen jännitykseen asti. Myötörajan ylittyessä muodonmuutokset ovat plastisia eli palautumattomia. Materiaalin muodonmuutokset ovat myötörajan molemmin puolin geometrisesti lineaarisia (Tielaitos 1997). Kuvassa 3 on esitetty kimmo-plastinen materiaaalimalli ja stabiloidun materiaalin todellinen käyttäytyminen puristusjännityksen (σ) alaisuudessa.



Kuva 3. Stabiloidun materiaalin käyttäytyminen puristusjännityksen alaisena ja kimmoplastinen materiaalmalli (Tielaitos 1997)

2.3.5 Luonnontilainen vakavuus

Stabilointi lisää maapohjan lujuutta. Koska pilarien laatu vaihtelee ja koska pilarit kestävät huonosti muita kuin puristusjännityksiä, saattaa stabiloinnin vaikutus stabiliteettiin jäädä tavoiteltua heikommaksi (Tiehallinto 2001).

Yksittäisten pilarien käyttö penkereen pohjavahvistusmenetelmänä on stabiliteetin parantamisen kannalta epävarma tapa. Liukupinnalla on mobilisoituessaan ominaisuus hakeutua maaperän heikoimman kerroksen kautta. Yksittäisen pilarin heikoin kerros vastustaa leikkausjännityksiä huonosti, jos ollenkaan (Nikkinen 2000).

Pilarien kerroksellisen rakenteen johdosta, yksittäisten pilarien käytölle on asetettu rajoituksia. Kohteelle on aina suoritettava luonnontilainen vakavuustarkastelu, jotta kohteen soveltuvuus stabiloitavaksi yksittäisiä pilareita käyttäen on sallittua. Luonnontilaisen vakavuuden kokonaisvarmuuden tarkistamisen tarkoitus on selvittää missä määrin stabiliteetti on merkitsevä tekijä stabiloinnin mitoituksessa (Tiehallinto 2001).

Entisen Tiehallinnon ja ent. Ratahallintokeskuksen vaatimukset poikkeavat vaatimustasoltaan hieman toisistaan. Liikenneviraston rautatieosaston Ratateknisten ohjeiden (RATO) mukaan yksittäisten pilareiden käyttö on sallittua vain, jos luonnontilainen vakavuuden kokonaisvarmuus on yli 1,4. Tiehallinnon luonnollisen vakavuuden vaatimus yksittäisten pilarien käytölle on kokonaisvarmuus 1,2. Maanpinnan kaltevuus ja penkereen sivulle tehtävät kaivannot on myös huomioitava suunniteltaessa pohjavahvistusta yksittäisillä pilareilla (Ratahallintokeskus 2008, Tiehallinto 2001).

Jos alustava stabiliteettivaatimus ei täyty, pilarit täytyy asentaa lamelleiksi, jossa yksittäiset pilarit leikkaavat toisiaan. Massa- tai lamellistabiloinnin ulottuessa kovaan

pohjaan asti luonnollisen vakavuuden vaatimuksia ei käytetä (Ratahallintokeskus 2008).

2.3.6 Painuma

Painuma on tärkeä pohjarakenteiden mitoituksessa huomioon otettava seikka. Maapohjan painuminen ei saa olla niin suurta, että siitä aiheutuu haittaa tie- tai rata-rakenteelle ja sen käytölle. Liian suuret painumat saattavat myös heikentää rakenteen pintakuivatuksista ja aiheuttaa halkeamia, mikä lyhentää rakenteen elinikää. Yleensä rakenteet kestävät melko hyvin suuriakin tasaisia painumia, mutta lyhyellä matkalla syntyvät pienetkin painumaerot voivat olla vahingollisia ja vaatia korjauksia. Painumien seurauksena tien tai radan liikennöitävyys ja turvallisuus heikkenee. Painumat vähentävät myös ajo- tai matkustusmukavuutta (Juntunen 2004).

2.4 Syvästabiloinnin suunnitteluohje

2.4.1 Yleistä

Seuraavassa on tarkasteltu kimmoisan pilarin klassista mitoitus tapaa Liikenneviraston ohjeiden mukaisesti. Tiehallinnon julkaisusta Syvästabiloinnin suunnitteluohje löytyy suomalaisessa syvästabiloinnin mitoituksessa käytettävät ohjeet ja vaatimukset. Syvästabiloinnin suunnitteluohje pohjautuu Broms & Bomanin vuonna 1977 esittämiin mitoitusperiaatteisiin (Tiehallinto 2001).

Tiehallinnon julkaisussa käsitellään kuivamenetelmällä suoritettavan pilaristabiloinnin sekä massasyvästabiloinnin suunnittelu ja mitoitus. Tässä tutkimuksessa on keskitytty kimmoisan pilarin mitoituksen tutkimiseen. Syvästabiloinnin suunnitteluohjetta voidaan soveltaa myös ratageotekniikan kohteisiin ottamalla huomioon rautateiden suunnittelussa käytettävät erityisvaatimukset. Rautateiden suunnittelussa käytettävät suunnitteluvaatimukset, kuormat ja varmuustasot löytyvät RATOSTa (Tiehallinto 2001, Ratahallintokeskus 2008).

2.4.2 Mitoitusprosessi

Kimmoisten pilarien mitoitusprosessin tarkoitus on varmistaa maan ja pilarin yhteistoiminta sekä optimoida pilariväli kohteeseen soveltuvaksi. Mitoitusprosessi sisältää useamman sisäkkäisen iteraatiokierroksen, jossa pilarin mitoituslujuuden valinnan jälkeen tarkistetaan painuma- sekä puristusjännitysten vaatimukset.

Mitoituksen lähtötiedoiksi tarvitaan pilarien mitoituslujuus, pilarien halkaisija, pilarien alustava k/k-väli sekä arvio kuormitusjakaumasta pilarin ja maan välillä. Jotta pilarit toimisivat halutulla tavalla, pilarin mitoituslujuuden valintaan on kiinnitettävä huomiota. Kimmoisan pilarin mitoituslujuuden valintaan löytyy ohjeita Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeista sekä kappaleesta 2.3.2 (Tiehallinto 2001).

Lähtötietojen valinnan jälkeen tarkistetaan pilarin ja maan painumat. Kimmoisan pilarin mitoituksessa oletetaan, että maapohjan ja pilarien painumat ovat yhtä suuria. Painumat saadaan yhtä suuriksi pilarin ja maan välistä kuormitusjakaumaa iteroimalla. Painumamitoitus suoritetaan käyttörajatilassa. Kaikki osavarmuusluvut ovat tällöin ykkösiä ja liikennekuormia ei tarkastelussa huomioida (Tiehallinto 2001).

Painumamitoituksen jälkeen tarkistetaan, että puristusjännitykset eivät ylitä pilarin myötörajaa. Mikäli alustava arvio k/k-välistä johtaa myötörajan suuruiseen jännityksen ylittymiseen, on pilarikaavion pilarien k/k-väliä tihennettävä. Pilarien k/k-välin muutokset vaikuttavat taas pilarin ja maan painumiin, joten k/k-välin optimoinnin jälkeen myös kuormitusjakauma on syytä tarkistaa uudelleen. Prosessin sisältämät iteraatiot suoritetaan niin monta kertaa, kunnes päädytään tulokseen, joka toteuttaa mitoituksen päämäärät halutulla tarkkuudella. Puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa. Murtorajatilassa myös liikennekuormat otetaan laskelmissa huomioon (Tiehallinto 2001).

Vaikka puristusjännitystarkastelut muodostuvat usein määrääväksi pilaristabilointia mitoitettaessa, on myös penkereen kokonaisvakavuus tarkistettava, jotta voidaan varmistua pilarien stabiliteettia parantavasta vaikutuksesta. Pilaristabiloidun penkereen vakavuuslaskentaan löytyy ohjeita Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeesta ja kappaleesta 2.4.5 (Tiehallinto 2001).

2.4.3 Kimmoisan pilarin mitoitus

Kimmoisan pilarin mitoitus lähtee liikkeelle painumamitoituksesta. Painumamitoituksen lähtökohtana on oletus, että pilarit ja maapohja painuvat yhtä paljon. Painumamitoitus aloitetaan tekemällä laskentatekninen oletus pilarivälin ja kuormajakautuman suuruusluokasta. Käyttökelpoinen alkuoletus kuormituksen jakautumisesta pilareille ja maalle on yleensä se, että pilarit kantavat 90 % kokonaiskuormasta, jolloin maalle jää 10 % kuormasta (Tiehallinto 2001).

Painumamitoituksessa on mukana vain pysyvät kuormat. Painumamitoitusta käsitellään käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa kaikki kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut ovat yhtä suuria kuin 1,0. Pilarien painuma lasketaan käyttämällä kaavaa 2.4.1. Pilarin muodonmuutosmoduulina voidaan kalkkisementtipilareille käyttää 100–200-kertaista ja kalkkipilareilla 50–150-kertaista arvoa pilarin leikkauslujuuteen nähden (Tiehallinto 2001).

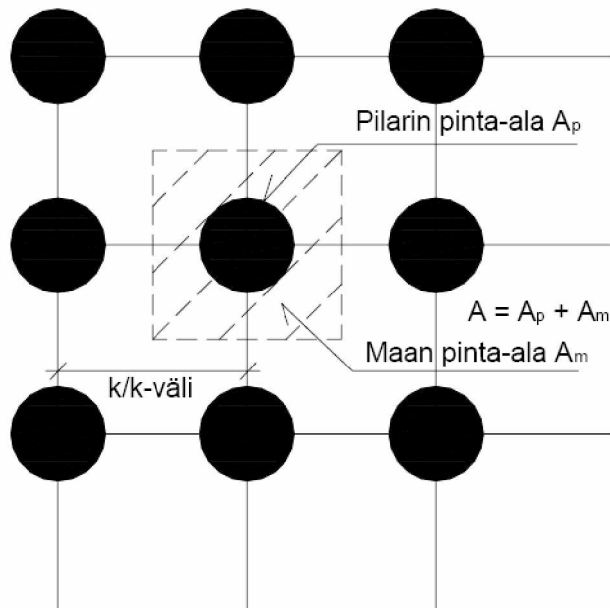
$$s_{pil} = \frac{\Delta h \cdot q_{pil}}{a \cdot E_{pil}} \quad (2.4.1)$$

Δh on	pilarin pituus
s_{pil}	pilareille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
q_{pil}	pilareille tuleva osa kokonaiskuormasta
a	pilarin suhteellinen pinta-ala
E_{pil}	pilarin muodonmuutosmoduuli

Pilarien suhteellinen pinta-ala (a) määritetään kaavan 2.4.2 avulla. Kaavassa 2.4.2 käytetyt merkinnät ovat esitetty kuvassa 4. Arviodun k/k-välin valinnan jälkeen pilarien suhteellinen pinta-ala voidaan laskea.

$$a = \frac{A_p}{A_p + A_m} \quad (2.4.2)$$

A_p	pilarin pinta-ala
A_m	maan pinta-ala



Kuva 4. Pilaristabiloinnin geometria ja merkinnät (Tiehallinto 2001)

Maan painuma voidaan homogeenisen normaalikonsolidoituneen pohjamaan tapauksessa laskea sijoittamalla yhtälöön 2.4.3 kaavat 2.4.4 ja 2.4.5.

$$s_{maa} = \frac{\Delta h \cdot q_{maa}}{(1 - a) \cdot M} \quad (2.4.3)$$

M on	kokoonpuristuvuusmoduuli
s_{maa}	maalle siirtyvän kuormasuuden aiheuttama painuma
q_{maa}	maalle tuleva osa kokonaiskuormasta

Maan kokoonpuristuvuusmoduuli (M) saadaan kaavasta 2.4.4.

$$M = m \cdot \delta_v \cdot \left(\frac{\delta}{\delta_v}\right)^{1-\beta} \quad (2.4.4)$$

m	maan moduuliluku
δ	maassa vallitseva pystyjännitys
δ_v	vertailujännitys (100 kPa)
β	jännitysekspONENTTI

Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan maalle tuleva kuormitusosuus kokonaiskuormasta voidaan laskea yhtälön 2.4.5 avulla. Käyttämällä yhtälöä 2.4.5 pilarin ja maan painumat muodostuvat yhtä suuriksi.

$$q_{maa} = \left\{ \frac{(1-a) \cdot M}{a \cdot E_{pil} + (1-a) \cdot M} \right\} \cdot q_0 \quad (2.4.5)$$

q_0 on penkereen aiheuttama kokonaiskuorma

Pilarin puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa. Murtorajatilassa tehtävissä tarkasteluissa huomioidaan myös penkereen päällä vaikuttavat liikennekuormitukset. Kimmoisalle pilarille tuleva puristusjännitys ei saa missään tilanteessa ylittää myötörajaa yhtälön 2.4.9 osoittamalla tavalla. Puristusjännitykset muodostuvat yleensä mitoittavaksi tekijäksi kimmoisan pilarin stabilointia mitoittaessa.

Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan pilarille siirtyvien kuormien suuruus saadaan yhtälöllä 2.4.6. Yhtälö 2.4.6 ei ota huomioon tasaisen liikennekuorman holvaantumista penkereessä. RATOn mukaan junakuorman voidaan olettaa jakautuvan penkereestä pohjamaalle 2:1 menetelmän mukaisesti (Ratahallintokeskus 2008, Tiehallinto 2001).

$$\sigma_{pil} = \frac{q_0 - q_{maa}}{a} + \frac{q_{liik}}{a} \quad (2.4.6)$$

σ_{pil} on pilareille tuleva puristusjännitys
 q_{liik} tasainen liikennekuorma

Koska kimmoisan pilarityypin mitoitusmenetelmä perustuu pilarin ja maan yhteistoimintaan, puristuskapasiteettia laskettaessa huomioidaan myös maan antama horisontaalinen tuki. Pilarin puristuskapasiteetti saadaan yhtälöllä 2.4.7.

$$\sigma_{murto} = 2 \cdot \tau_{pil} + k_h \cdot \sigma'_h \quad (2.4.7)$$

σ_{murto} on pilarin puristuskapasiteetti
 τ_{pil} pilarin leikkauslujuus
 k_h horisontaalijännityksen kerroin (=1)
 σ'_h pilareihin vaikuttava maan tehokas horisontaalijännitys

Maan tehokas horisontaalijännitys voidaan laskea yhtälön 2.4.8 mukaisesti.

$$\sigma'_h = \sigma'_v + \frac{\Delta\sigma'}{2} \quad (2.4.8)$$

σ_h on maan tehokas horisontaalijännitys
 σ'_v maan pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa tarkastelusyvytydellä
 $\Delta\sigma'$ kuormituslisäys (ilman liikennekuormaa)

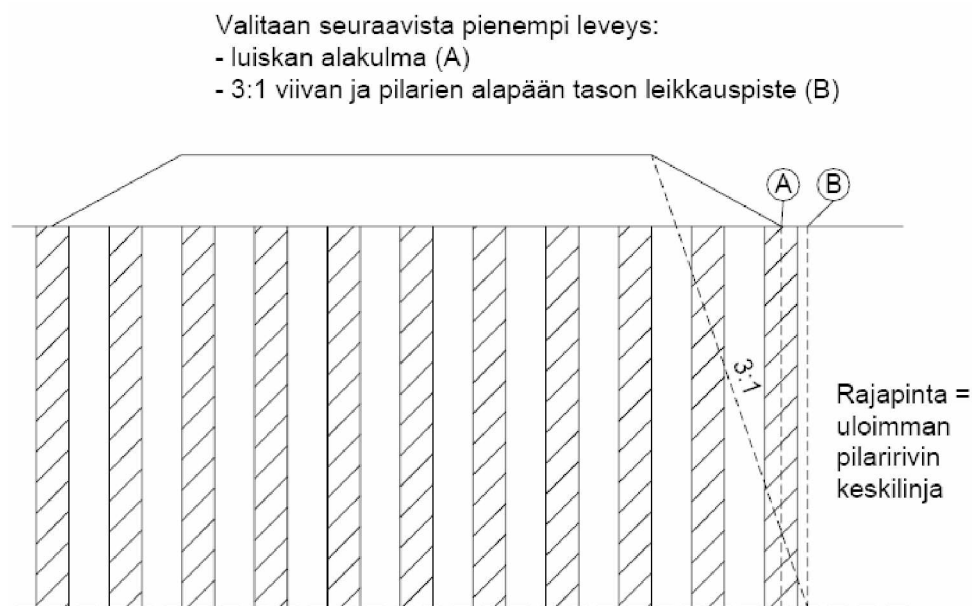
Yhtälössä 2.4.9 on esitetty pilarin myötörajan määräytyminen Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaisesti. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa on käytetty myötörajana 70 % murtokapasiteetista.

$$\sigma_{pil} \leq \sigma_{myötö} \leq 0,7 \cdot \sigma_{murto} \quad (2.4.9)$$

Pilarivälin tihentäminen vaikuttaa kuormitusjakaumaan pilarin ja maan välillä. Pilarivälin tihentämisen avulla voidaan pilarille siirtyvän kuorman määrään vaikuttaa. Mitoituksen lupuksi k/k-välin muutosten vaikutus painumiin on tarkastettava (Tiehallinto 2001).

2.4.4 Stabiloinnin leveys

Stabilointileveyden määrittämisen tarkoituksena on penkereen tasainen painuma koko poikkileikkaus leveydellä. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa stabilointileveys määräytyy kuvan 5 osoittamalla tavalla. Vakavuuslaskelmiin vaikuttaa ainoastaan aktiivipuolen pilarit (Tiehallinto 2001).

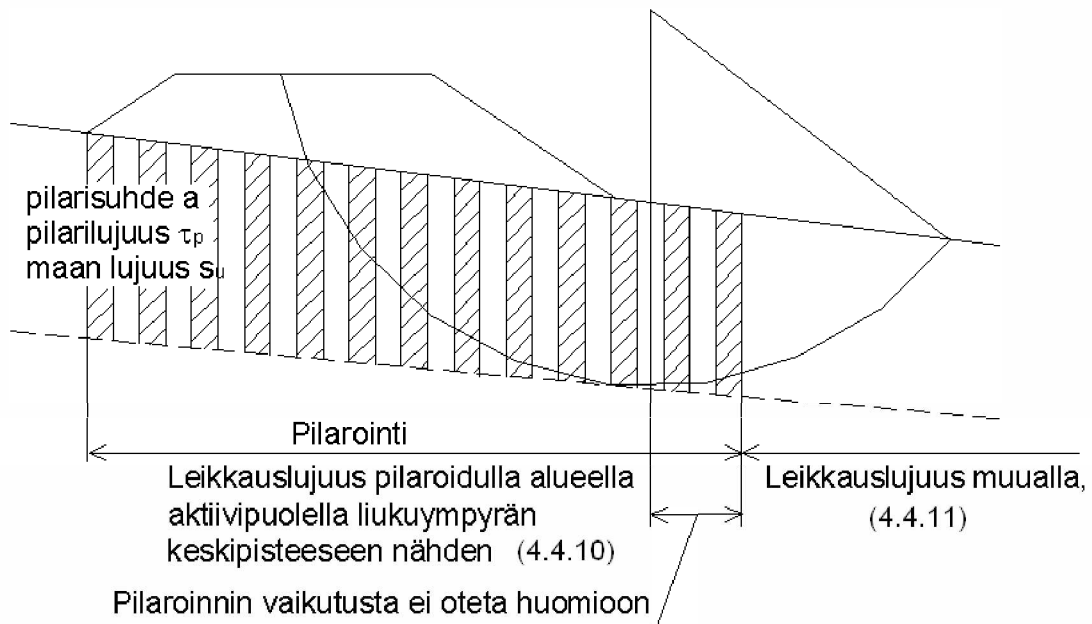


Kuva 5. Pilaristabiloinnin leveyden määrittäminen Tiehallinnon ohjeiden mukaan (Tiehallinto 2001)

2.4.5 Kokonaisvakavuus

Pilaristabiloinnin vaikutus penkereen kokonaisvakavuuteen on tarkistettava laskelmien avulla. Mitoituksessa stabiliteetti lasketaan sekä ennen stabilointia että stabilointi huomioiden. Penkereen luonnollisen vakavuuden laskelmien tarkoituksena on selvittää missä määrin vakavuus on merkitsevä tekijä stabiloinnin mitoituksessa (Tiehallinto 2001). Luonnollisen vakavuuden merkitystä on tarkasteltu kappaleessa 2.3.5.

On olemassa monia käsityksiä miten pilaristabiloidun penkereen vakavuus pitäisi mallintaa. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa jaetaan ympyrämuotoisen liukupinnan keskipiste pilaristabiloidun vyöhykkeen kahteen eri osa-alueeseen kuvan 6 esittämällä tavalla. Liukupinnan jako aktiivi- ja passiivipuoliin on perusteltua pilarin haurauden ja huonon vetokestävyyden vuoksi (Tiehallinto 2001).



Kuva 6. Liukupinnan jako aktiivi- ja passiivipuoleen (Tiehallinto 2001)

Stabiloidun alueen leikkauslujuutena vakavuuslaskelmissa käytetään aktiivipuolella pilareiden ja maan pilarisuhteen mukaan määräytyvää keskimääräistä leikkauslujuutta yhtälön 2.4.10 osoittamalla tavalla. Yhtälössä 2.4.10 saven leikkauslujuuden ominaisarvoa redusoidaan redusointikerroimen μ avulla. Redusointikerroin määräytyy kuvan 7 mukaisesti (Tiehallinto 2001).

$$s_{ua} = a \cdot \tau_{pil} + (1 - a) \cdot \mu \cdot s_u \quad (2.4.10)$$

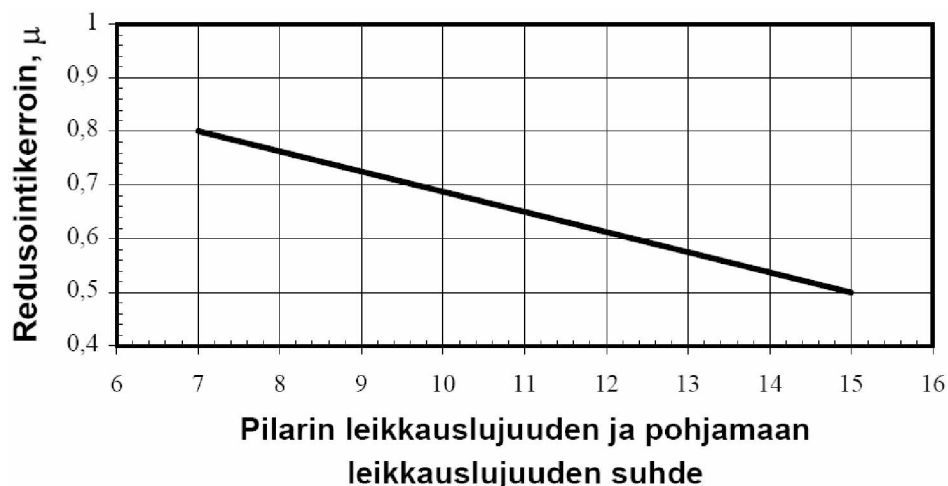
s_{ua} on pilareiden ja maan pilarisuhteen mukaan määräytyvä keskimääräinen leikkauslujuus aktiivipuolella
 τ_{pil} pilareiden leikkauslujuus
 μ redusointikerroin

Passiivipuolella pilareiden vaikutus leikkauslujuuteen jätetään kokonaan pois. Passiivipuolen leikkauslujuus muodostuu pohjamaan lujuudesta sekä redusointikerroimen vaikutuksesta yhtälön 2.4.11 mukaan (Tiehallinto 2001).

$$s_{up} = \mu \cdot s \quad (2.4.11)$$

s_{up} on maan leikkauslujuus pilareimattomalla alueella ja passiivipuolella

Redusointi suoritetaan siipikairaluuksien jo redusoiduille ominaisarvoille. Menettelyllä pyritään sisällyttämään laskelmiin lisää varmuutta pilaristabiloinnin epähomogeenisen luonteen takia. Kuvassa 7 on esitetty redusointikertoimen (μ) määrittäminen (Tiehallinto 2001).



Kuva 7. Vakavuuslaskelmissa käytettävän pohjamaan leikkauslujuuden redusointikertoimen määrittäminen (Tiehallinto 2001)

Liukuympyrän keskipisteen sijainti siirtyy stabiloidun vyöhykkeen leveyden muutosten vaikutuksesta. Suuntaa-antavat liukupintalaskelmat voidaan aluksi tehdä huomioimalla laskentamallissa stabiloidun alueen koko leveys (Tiehallinto 2001).

2.5 Eurokoodit

2.5.1 Eurokoodien tausta

Rakenteita koskevilla Eurokoodeilla tarkoitetaan kantavien rakenteiden suunnittelussa käytettäviä eurooppalaisia standardeja. Eurokoodit sisältävät standardit talo- ja siltarakenteiden sekä maa- ja vesirakenteiden rakenteellista ja geoteknistä suunnittelua varten. Eurokoodin mitoitustapa tuo muutoksia nykyisiin rakenteiden mitoituskäytäntöihin. Muutokset koskevat kaikkea rakentamista, myös stabiloinnin mitoitusta, vaikka siihen ei Eurokoodi ota erikseen kantaa.

Eurokoodiohjelman kehitystyö alkoi jo vuonna 1975, kun Euroopan yhteisön komissio päätti Rooman sopimuksen perusteella rakennustekniikkaan liittyvästä toimenpideohjelmasta. Ohjelman tavoitteena oli kaupan teknisten esteiden poistaminen ja teknisten vaatimusten yhdenmukaistaminen (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodiohjelman ensimmäinen sukupolvi valmistui 1980-luvulla, Euroopan komission toimesta. Vuonna 1989 Eurokoodien valmistelu siirtyi Comité Européenne de Normalization (CEN) alaisuuteen, jonka tarkoituksena oli antaa Eurokoodeille eurooppalaisen (EN) standardin asema (SFS-EN 1997-1).

2.5.2 Eurokoodi standardit

Rakenteita koskeva eurokoodiohjelma käsittää kymmenen standardia, jotka sisältävät useita osia. Suomen kielelle käännettyt alkuperäiset englannin kielellä kirjoitetut Eurokoodit sisältävät SFS etuliitteen. SFS-EN käännökset saattavat sisältää kohtia, joissa käytetty teksti ei ole selkeintä suomen kieltä. Epäselvissä tapauksissa alkuperäinen EN-standardi on korkeimmassa asemassa. Aikaisemmat esistandardit, jotka sisältävät lyhenteen ENV, korvautuvat varsinaisen EN-standardin voimaan astumisen myötä.

Eurokoodin mukaiset rakenteiden suunnitteluperusteet on esitetty standardissa SFS-EN 1990:2002. Standardissa SFS-EN 1990 esitetään rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset. Standardi perustuu rajatilamenetelmään ja sen yhteydessä käytettävään osavarmuuslukumenettelyyn. Uusia rakenteita suunniteltaessa standardia EN 1990 on tarkoitettu sovellettavaksi suoraan yhdessä Eurocode-standardien EN 1991...1999 kanssa (SFS-EN 1990).

Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu sisältää geotekniikan yleiset suunnittelu-säännöt. Eurokoodi seitsemän jakautuu kahteen osaan, joista ensimmäinen SFS-EN 1997-1:2004 sisältää geoteknisen suunnittelun ja toinen osa SFS-EN 1997-2 käsittelee pohjatutkimuksia ja koestusta. Eurokoodi seitsemää on tarkoitettu käytettävän yhdessä muiden rakenteita koskevien Eurokoodi standardien kanssa (SFS-EN 1997-1).

Virallisten Eurokoodi standardien lisäksi jokaisella jäsenmaalla on oikeus omiin kansallisiin liitteisiin, joista löytyy ne mitoitusmenetelmät ja osavarmuuslukujen suuruudet mitä on kansallisesti valittu käytettävän. Kansallisen liitteen taulukoissa A.(FI) esitetyt arvot korvaavat standardin SFS-EN 1997-1:2004 liitteessä A suositellut arvot (SFS 2009).

Geoteknistä suunnittelua käsittelevä Eurokoodi SFS-EN 1997-1:2004 ja ympäristöministeriön kansallinen liite otettiin käyttöön 1.11.2007. Tällä hetkellä liikenne- ja viestintäministeriön kansallinen liite on notifioitavana. Pohjatutkimuksia käsittelevä osa SFS-EN 1997-2 valmistui seuraavana vuonna ja otettiin käyttöön 15.7.2008. Nyt on menossa siirtymävaihe, jolloin rinnakkaisten standardien käyttö on oikeutettua. Siirtymävaihe loppuu vuonna 2010 maaliskuun viimeisenä päivänä LVM kansallisen liitteen osalta. Ympäristöministeriön kansallisen liitteen siirtymävaiheen päättymiseen on annettu lisää aikaa. Siirtymävaiheen jälkeen Eurokoodi jää ainoaksi viralliseksi standardiksi ja muut Eurokoodin kanssa ristiriitaiset standardit kumotaan (SFS 2009).

Eurokoodin käyttöönottoa helpottamaan on tehty joitain suomenkielisiä käsikirjoja. RIL, TRY ja BY ovat julkaisseet käsikirjoja ja soveltuvuusohjeita, joissa selitetään ja täydennetään alkuperäistä eurokoodia. RIL-207 käsikirja on Eurokoodi 7:n mukainen ja tulee korvaamaan RIL:n nykyiset Pohjarakennusohjeet. Myös Suomen Standardoimisliitto on julkaissut käsikirjan SFS-käsikirja 207. SFS-käsikirja 207 sisältää SFS-EN 1997 standardin molemmat osat sekä YM kansallisen liitteen.

Syvästabilointityön suorittamista käsitellään SFS-EN 14679 standardissa. Standardi määrittelee kahdella eri menetelmällä, kuivastabiloinnilla ja märkästabiloinnilla, suoritettavan syvästabilointityön tekemistä, testausta, valvontaa sekä seuranta- ja mittaustarkkailua koskevat yleiset periaatteet. Asiakirja ei ota kantaa syvä-

stabiloinnin laskennalliseen mitoitukseen Asiakirja SFS-EN 14679 sisältö löytyy myös RIL-157 julkaisussa (SFS-EN 14679).

2.5.3 Kansallinen liite

Ympäristöministeriön vahvistama 18. kansallinen liite liittyy SFS-EN 1997-1-1 standardiin. Liite 18 sisältää talonrakennustyötä ja siihen liittyviä kaivanto- ja maanrakennustöitä koskevat kansallisesti määritetyt parametrit. Kansallisesta liitteestä löytyy ne menettelyt ja osavarmuusluvut mitkä on valittu suositeltavan käytettäväksi Suomessa, kun standardissa SFS-EN 1997-1:2004 annetaan mahdollisuus vaihtoehtoihin. Kansallista liitettä 18 käytetään yhdessä SFS-EN 1997-1:2004 kanssa. Kansallisen liitteen taulukoissa A(FI) esitetyt arvot korvaavat standardin SFS-EN 1997-1:2004 liitteessä A suositellut arvot (SFS 2009).

Nykyinen voimassa oleva kansallinen liite 18 ja sen sisältämät osavarmuusluvut on valittu talonrakennustöissä vaadittua varmuustasoa silmällä pitäen. Liite ei sovellu parhaalla mahdollisella tavalla infrarakentamiseen. Liikenne- ja viestintäministeriön alaista rakentamista varten ollaan laatimassa omaa kansallista liitettä ja sovellusohjetta. Tällä hetkellä liikenne- ja viestintäviraston kansallisesta liitteestä on olemassa luonnosversio. LVM kansallisen liitteen määräykset tulevat koskemaan Liikenne- ja viestintäministeriön hallinnonalaan kuuluvia teitä, ratoja ja siltoja. LVM kansallisen liitteen luonnoksessa esitetyt kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut poikkeavat YM kansallisesta liitteestä joissain mitoitusilanteissa (SFS 2009).

2.5.4 Eurokoodin rakenne

Eurokoodin sisältö jakautuu periaatesääntöihin ja soveltamissääntöihin. Periaatesäännöt koostuvat yleisistä väittämistä ja määritelmistä, joiden noudattamiselle ei ole vaihtoehtoja. Periaatesäännöt on merkitty tekstissä P kirjaimella. Soveltamissäännöt ovat esimerkkejä yleisesti hyväksytyistä säännöistä, jotka noudattavat periaatesääntöjä ja täydentävät niiden määrittelyt. Soveltuvuussäännöt on Eurokoodin tekstissä merkitty sulkeissa olevalla numerolla (SFS-EN 1997-1).

Soveltamissäännöistä poikkeavia vaihtoehtoisia sääntöjä on mahdollista käyttää, jos vaihtoehtoisten sääntöjen on osoitettu olevan kyseeseen tulevien periaatesääntöjen mukaisia ja rakenteellisen turvallisuuden, käyttökelpoisuuden ja säilyvyyden puolesta vähintään samantasoisia kuin olisi odotettavissa Eurokoodeja käytettäessä (SFS-EN 1997-1).

2.5.5 Rajatilamenettely

Eurokoodien suunnittelujärjestelmä perustuu rajatilamenettelyyn. Eurokoodin rajatilamitoituksen periaatteet on esitetty SFS-EN 1990 luvussa kolme. Rajatilamenettelyllä tarkistetaan, ettei määrättyjä rajatiloja ylitetä missään tilanteessa. Rajatilamenettely sisältää murtorajatila- ja käyttörajatilatarkastelun. Murtorajatilat ja käyttörajatilat on tarkistettava erikseen. EN 1997-1 standardi edellyttää, että molemmat rajatilat tarkastetaan tarpeen vaatiessa (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodi standardin SFS-EN 1990 mukaan kaikki ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi. SFS-EN 1997:n käsittelee viittä erityyppistä murtorajatilaa. Tasapainotilassa EQU tarkistetaan rakenteen mahdollinen kaatuminen. Rakennemateriaalin murtuminen otetaan

huomioon STR rajatilassa. Rakennuspohjan murtumista ja maan liiallista siirtymätilaa käsitellään GEO rajatilassa. Veden nosteen vaikutus tutkitaan UPL rajatilalla. HYD rajatilan avulla tarkistetaan veden virtauksen aiheuttama mahdollinen hydraulinen murtuma ja eroosio. Ratapenkereen suunnittelussa on ensisijaisesti tarkistettava GEO ja STR rajatila (SFS-EN 1997-1).

Käyttörajatilaksi luokitellaan Eurokoodin SFS-EN 1990 mukaan tilanteet, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen ja rakennuskohteen ulkonäköön. Käyttörajatilojen tarkastelukriteerejä ovat siirtymät, värähtelyt ja rakenteen toimivuuteen liittyvät vauriot (SFS-EN 1990).

2.5.6 Geotekniset vaativuusluokat

Geotekninen suunnittelu on Eurokoodeissa jaettu kolmeen geotekniseen vaativuusluokkaan GL1, GL2 ja GL3. Geotekniseen luokkaan GL1 kuuluvat pienet ja yksinkertaiset rakenteet. Geotekniseen luokkaan GL2 kuuluvat tavanomaiset rakenne- ja perustustyytit, joihin ei liity tavanomaisesta poikkeavia riskejä. Geotekniseen luokkaan GL3 kuuluvat ne rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin GL1 ja GL2. Alustava geoteknisen luokan valinta voidaan tehdä ennen geoteknisiä tutkimuksia. Geotekninen luokka tarkistetaan ja tarvittaessa vaihdetaan jokaisessa suunnittelu- ja rakentamisvaiheessa. Suunnitteluvaatimukset määräytyvät geoteknisen suunnittelu- luokan perusteella (SFS-EN 1997). Geotekniset luokat vastaavat RakMK:n osan A2 vaativuusluokkia B (helppo), A (vaativa) ja AA (erittäin vaativa) (RIL 2009).

2.5.7 Mitoitustilanteet

Eurokoodi 1997 edellyttää, että on tarkastettava sekä lyhytaikaisia sekä pitkäaikaisia mitoitustilanteita. Geoteknisessä suunnittelussa käytettyihin mitoitustilanteisiin huomioitavia tekijöitä on esitetty SFS-EN 1997-1 kappaleessa 2.2. Jokaisessa geoteknisessä mitoitustilanteessa tulee osoittaa, ettei mitään kyseeseen tulevaa EN 1990:2002:ssa määriteltyä rajatilaa ylitetä (SFS-EN 1997-1).

2.5.8 Ominaisarvot

Ominaisarvoilla tarkoitetaan sitä kuorman tai materiaalin arvoa, joka voidaan tulkita edustavaksi arvoksi. Kuormien ominaisarvot tulee johtaa EN-1990:2002 ja EN-1991:n eri osien mukaisesti. Geoteknisten parametrien ominaisarvot tulee valita kenttä- ja laboratoriokokeista saatujen tulosten ja johdettujen arvojen perusteella täydennettynä vertailukelpoisella kokemuksella. Tarkasteltavien havaintojen ominaisarvo on arvo, joka liittyy enintään 5 % todennäköisyydellä (SFS-EN 1997-1).

2.5.9 Kuormien ja geoteknisten parametrien mitoitusarvot

Mitoitusarvot muodostuvat ominaisarvojen edustavista arvoista, joihin sisältyy tarvittava varmuus. Eurokoodin mukaan kuormien mitoitusarvot (F_d) tulee joko arvioida suoraan tai muodostaa kaavan 2.5.1 avulla.

Yhtälössä 2.5.1 tulee käyttää kansallisen liitteen taulukoissa A.1(FI), A.3(FI), A.15(FI) ja A.17(FI) määriteltyä osavarmuuslukua γ_F normaalisti vallitseville ja tilapäisille tilanteille. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksissa tai epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- tai kuormitusolosuhteissa voidaan kuorman osavarmuuslukuja korottaa käyttämällä $\gamma_{G_{FI}}$ ja $\gamma_{Q_{FI}}$, jolloin K_{FI} on 1,1 (SFS 2009).

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (2.5.1)$$

F_d	on kuorman mitoitusarvo
γ_F	kuorman osavarmuusluku
F_{rep}	kuorman edustava arvo

Kuorman edustava arvo saadaan kaavalla 2.5.2.

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (2.5.2)$$

ψ	kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi
F_k	kuorman ominaisarvo

Kuormakerroin K_{FI} valitaan luotettavuus-/seuraamusluokkien perusteella. Seuraamusluokat ovat määritetty EN 1990 taulukossa B1 (FI). Seuraamusluokat CC1, CC2 ja CC3 selventävät kolmea luotettavuusluokkaa RC1, RC2 ja RC3 (RIL 2009).

Kuormakerroin K_{FI} riippuu luotettavuusluokasta seuraavasti:

- luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$
- luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$

Geoteknisten parametrien mitoitusarvot (X_d) johdetaan kaavalla 2.5.3 tai arvioidaan suoraan.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (2.5.3)$$

X_d	on geotekninen mitoitusarvo
X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
γ_M	maaparametrin osavarmuusluku

Yhtälössä 2.5.3 tulee käyttää Kansallisen liitteen taulukoissa A.2(FI), A.4(FI) ja A.16(FI) määriteltyä osavarmuuslukua (γ_M) normaalisti vallitseville ja tilapäisille tilanteille (RIL 2009).

2.5.10 Murtorajatilat

Seuraavassa on esitetty SFS-EN 1997 mukainen menettely kestävyys osoittamiksi STR ja GEO murtorajatiloiissa.

Murtorajatilaa tai rakenneosan tai maapohjan liiallisen muodonmuutoksen arvoa tarkasteltaessa on osoitettava, että yhtälö 2.5.4 toteutuu.

$$E_d \leq R_d \quad (2.5.4)$$

E_d on kuorman vaikutusten mitoitusarvo
 R_d kestävyysmitoitussarvo

Kuormien osavarmuusluvut voidaan kohdistaa joko kuormiin (F_{rep}) tai niiden vaikutuksiin (E) kaavojen 2.5.5a ja 2.5.5b osoittamalla tavalla. Kuormien ja niiden vaikutusten osavarmuusluvut on esitetty kappaleessa 2.5.12 sekä kansallisen liitteen taulukossa A.3(FI).

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2.5.5a)$$

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2.5.5b)$$

a_d on mittatiedon mitoitusarvo

Kestävyysmitoitustapa voidaan kohdistaa joko maan ominaisuuksiin (X) tai kestävyysmitoitukseen (R) tai molempiin, kaavojen 2.5.6a ja 2.5.6b esittämällä tavalla. Kestävyysmitoitustapa löytyvät Kansallisen liitteen taulukoista A.5(FI)...A.8(FI) ja A.12(FI)...A.14(FI). Osavarmuuslukujen valinta tehdään kyseessä olevan mitoitus-tavan mukaisesti. Mitoitustapoja käyttöä on käsitelty kappaleessa 2.5.11.

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2.5.6a)$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R \quad (2.5.6b)$$

γ_R on kestävyysmitoitustapa

Käytettävän menetelyn valinta yhtälöistä (2.5.5) ja (2.5.6) esittämistä eri vaihtoehdoista riippuu käytettävästä mitoitus-tavasta. Kestävyysmitoitustapa käytetään soveltuvin osin kyseessä olevia rajatiloja koskevia osavarmuuslukuja γ_R (SFS 2009).

2.5.11 Mitoitus-tavat

Eri mitoitus-tapojen avulla pyritään löytämään se kuormitus-tilanne, joka on määräävin ja voi rakenteen elinkaaren aikana esiintyä. Määräävimman tilanteen mukaan mitoitettuna oletetaan kestävä tilanne siihen kohdistuvat kuormitukset. Jokaista mahdollista mitoitus-tilannetta ei tarvitse tarkistaa, jos varmuudella tiedetään niiden vaikutusten jättävän määräävintä mitoitus-tilannetta vähäisemmäksi.

SFS-EN 1997:n mukaan kyseeseen tulevilla tilanteilla tulee tarkastaa, ettei määrättyjä murtorajatiloja ylitetä. Tämä tarkoittaa, että on tapauskohtaisesti harkittava, mitkä rajatilat tarkastetaan. Kaikkia viittä rajatilaa ei tarvitse tarkastaa, jos niiden esiintyminen ei tule kyseeseen (SFS 2009).

Jokaisella Eurokoodi 1997:n murtorajatilalla on määrätty mitoitus-tapa, joka ottaa huomioon rajatilan erityispiirteet ja mitoitus-tilanteet. Seuraavassa on käsitelty

kestävyyden osoittamista rakenteen ja maapohjan rajatiloissa. Tätä on käsitelty Eurokoodi 7:n STR ja GEO rajatiloissa. Mitoitustavat STR ja GEO ovat pengertapaukselle tyypillisesti määrääviä mitoitusilanteita. STR ja GEO rajatiloilla on mahdollista käyttää samoja mitoitusapoja (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodi standardissa EN 1997:2004 on kestävyiden murtorajatiloille esitetty kolme eri mitoitusapaa. Suomessa käytetään kansallisen liitteen mukaan mitoitusapoja kaksi ja kolme. Mitoitusapaa yksi ei käytetä Suomessa. Mitoitustavoista käytetään englannin kielestä johdettuja lyhenteitä DA2 ja DA3 (SFS 2009).

Mitoitusapaa DA2 käytetään antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa. Luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään mitoitusapaa DA3 (SFS 2009).

Mitoitustavat voidaan esittää yhdistelmäyhtälöiden avulla. Mitoitusapa kaksi on esitetty osavarmuuslukujen yhdistelmäkaavana (2.5.7). Mitoitusapa kolme on esitetty yhdistelmäkaavana (2.5.8). Mitoitustavoissa käytetyt kirjainyhdistelmät viittaavat kansallisen liitteen taulukoissa A.(FI) esiintyviin sarjoihin. Kaavoissa 2.5.7 ja 2.5.8 "+" merkintä tarkoittaa "yhdistettynä".

Mitoitustavan DA2 yhdistelmäyhtälö:

$$A1 "+" M1 "+" R2 \quad (2.5.7)$$

Mitoitustavan DA3 yhdistelmäyhtälö:

$$A2 "+" M2 "+" R3 \quad (2.5.8)$$

Mitoitustavat eroavat toisistaan varmuuden kohdentamisessa. Mitoitustavassa kaksi varmuus kohdennetaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin ja maan kestävyteen osavarmuuslukujen avulla. Mitoitustavassa kolme osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin ja maan lujuusparametreihin (SFS-EN 1997-1).

Suomen kansallisessa liitteessä mitoitusapa DA2 sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka poikkeavat toisistaan kuormitusten varmuuslukujen osalta. Mitoituslaskelmat on suoritettava molemmilla tavoilla, jotta nähdään, kumpi varmuuslukujen yhdistelmä muodostuu määrääväksi. Varmuuslukujen yhdistelmät on esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.3(FI). Varmuuslukujen yhdistelmistä ja niissä käytetyistä osavarmuusluvuista on kerrottu tarkemmin kappaleessa 2.5.12.

Mitoitusapaa DA2 käytettäessä voidaan edelleen menetellä kahdella eri tavalla. Mitoitustavoista käytetään nimitystä DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin mitoituslaskelman alussa ja koko laskelma tehdään mitoitusarvoilla. DA2* mitoitusavassa laskelma suoritetaan ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaahtoa tarkistettaessa. Jos vaakakuormia ei ole niin DA2 ja DA2* mitoitusapojen välillä mitoitus tuloksiin ei synny eroja (SFS 2009).

2.5.12 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (YM)

Ympäristöministeriön kansallisen liitteen taulukoissa A. (FI) osavarmuusluvut koskevat normaalisti vallitsevia ja tilapäisiä mitoitusilanteita. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksissa tai epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- tai kuormitusolosuhteissa käytetään kyseeseen tulevia kuorman osavarmuuslukuja $\gamma_{G/Q} K_{FI}$. K_{FI} kertoimet on esitetty kappaleessa 2.5.9 (SFS 2009).

Kestävyys osavarmuuslukuja (γ_R) voidaan kyseeseen tulevan riittävän varmuuden saavuttamiseksi suurentaa mallikertoimella. Mallikertoimen arvoa ei kansallisessa liitteessä esitetä (SFS 2009).

Standardissa SFS-EN 1997-1 on lukuisia viittauksia ns. mallikertoimeen, jolle ei ole esitetty käytettävää arvoa. Kansallisessa liitteessä todetaan, että niissä kohdissa, joihin taulukko 1 ei esitä selvästi numeroarvoa, suunnittelijat voivat käyttää oman valintansa mukaista arvoa. Kyseeseen tulevat valinnat tulee tehdä niin, että kansallinen kokonaisvarmuus säilyy (SFS 2009).

Taulukko 1. Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (SFS 2009)

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10a)		1,35 K _{FI}	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gkj,sup}$	1,15 K _{FI}	
(Yht.6.10)			1,0 K _{FI}
Edullinen			
(Yht.6.10a)		0,9	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gkj,inf}$	0,9	
(Yht.6.10)			1,0
Muuttuva:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10b)	γ_Q	1,5 K _{FI}	
(Yht.6.10)			1,3 K _{FI}
Edullinen		0	0

Sijoittamalla yhdistelmäyhtälöihin 2.5.7 ja 2.5.8 taulukossa 1 esitetyt kuormien osavarmuusluvut saadaan yhtälöt 2.5.9 a, b ja c.

DA3 mitoitusavan mukaan saadaan yhtälö 2.5.9a, joka vastaa SFS-EN 1997 yhtälöä 6.10.

$$1,0 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,0 G_{kj,inf} + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.5.9a)$$

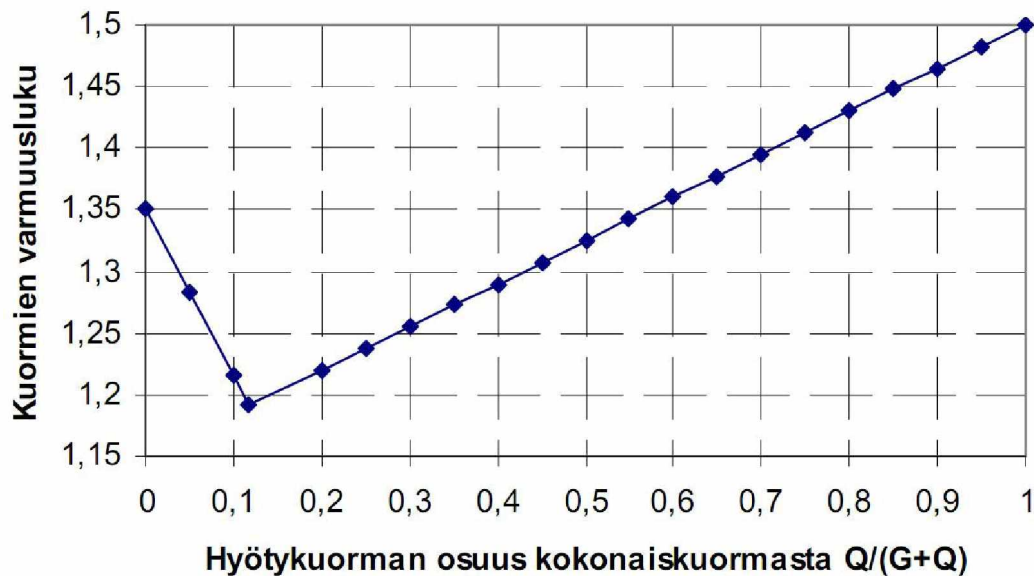
DA2 mitoitusavan mukaan saadaan yhtälöt 2.5.9b ja 2.5.9c, jotka vastaavat SFS-EN 1997 yhtälöitä 6.10a ja 6.10b.

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.5.9b)$$

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (2.5.9c)$$

K_{FI} on luotettavuuden kuormakerroin

Kaavojen 2.5.9b ja 2.5.9c avulla muodostunut varmuus riippuu muuttuvan ja pysyvän kuorman suhteesta. Tämän suhteen vaikutusta voidaan havainnollistaa kuvan 8 avulla.



Kuva 8. Kaavojen 6.10a ja 6.10b vaikutus varmuustasoon (RIL 2009)

Murtorajatilan maaparametrien osavarmuusluvut määräytyvät käytettävän rajatila-tyypin mukaan. Maaparametrien osavarmuusluvut on STR ja GEO rajatilassa esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.4(FI) sekä taulukossa 2 (RIL 2009).

Taulukko 2. Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) STR/GEO rajatilassa (SFS 2009)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut STR/GEO rajatilassa on esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.13(FI) sekä taulukossa 3.

Taulukko 3. Kansallisen liitteen taulukossa A.13(FI) on esitetty tukirakenteiden kestävyysosavarmuusluvut (γ_R) (SFS 2009)

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

2.5.13 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (LVM-luonnos)

Liikenne- ja viestintäviraston kansallinen liitteen luonnos poikkeaa ympäristöministeriön kansallisesta liitteestä taulukoissa A.3a(FI), A.3b(FI) ja A.4(FI). Edellä mainitut LVM kansallisen liitteen taulukot on esitetty taulukoissa 4, 5 ja 6 (LVM-luonnos).

Taulukko 4. LVM kansallisen liitteen kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut STR ja GEO rajatiloissa

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määrittävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10a	1,35 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P		
tai						
6.10b	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · (rautatieliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,50 · (muu määrävä muuttuva kuorma)	1,35 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,35 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · $\psi_{0,i}$ · (rautatieliikennekuorma) + 1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Mitoituskaavana taulukko 4 voidaan esittää yhtälöiden 2.5.10 ja 2.5.11 avulla.

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,35 \cdot G_{kj, \text{sup}} + 0,9 \cdot G_{kj, \text{inf}} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_P \quad (2.5.10)$$

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,15 \cdot G_{kj, \text{sup}} + 0,9 \cdot G_{kj, \text{inf}} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_P + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (2.5.11)$$

Taulukossa 5 on esitetty vakavuuslaskennassa STR ja GEO rajatiloissa käytettävät kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut.

Taulukko 5. LVM kansallisen liitteen taulukko A.3b(FI)

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määäävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	1,15 · (tieliikennekuorma) 1,15 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · (raideliikennekuorma)	1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,00	G	1,00	P	1,30 · (muut muuttuvat kuormat)	1,15 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,15 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · $\psi_{0,i}$ · (raideliikennekuorma) + 1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Taulukossa 6 on esitetty LVM kansallisen liitteen taulukon A.4(FI) mukaiset maaparametrien osavarmuudet.

Taulukko 6. LVM kansallisen liitteen taulukon A.4(FI) maaparametrien osavarmuudet

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_L	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

2.5.14 Käyttörajatilat

Eurokoodin käyttörajatilamitoituksen tulee osoittaa, että maapohjan muodonmuutokset eivät ylitä käyttörajatilaa rakenteissa ja infrarakenteissa kyseessä olevalla maapohjalla tai sen läheisyydessä (RIL 2009).

Käyttörajatiloiissa varmuuden osoittamiseksi maapohjassa tai rakenteellisessa poikki-leikkauksessa tulee yhtälön 2.5.12 toteutua.

$$E_d \leq C_d \quad (2.5.12)$$

C_d on rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle

Osavarmuuslukujen arvoina käyttörajatilassa käytetään arvoa 1,0 (RIL 207).

Kokonaisvakavuuden käyttörajatilaa on käsitelty EN 1997-1 kappaleessa 11.6. SFS EN-1997 pykälän 11.6 (3) mukaan tällä hetkellä käytettävissä olevat analyyttiset ja numeeriset menetelmät eivät yleensä anna luotettavaa ennustetta muodonmuutoksista luonnon luiskassa. Käyttörajatilojen esiintyminen vältetään yhdellä seuraavista menetelmistä:

- rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta
- tarkkailemalla liikkeitä ja määrittämällä toimenpiteet niiden pienentämiseksi tai pysäytettäväksi tarvittaessa.

SFS EN-1997 periaatesäännön 2.4.(4)P mukaan: Jos tiettyyn rajatilaan liittyvää luotettavaa laskentamallia ei ole käytettävissä, tulee analyysi tehdä muissa rajatiloissa käyttäen kertoimia, jotta voidaan varmistua edellä mainitun rajatilan riittävästä epätodennäköisyydestä. Vaihtoehtoisesti mitoitus tulee tehdä ohjeellisten sääntöjen, malli- ja koekuormitusten perusteella tai seurantamenetelmällä (SFS-EN 1997-1).

RIL 207 on esitetty mahdollisuus rajoittaa mobilisoituvaa leikkauslujuutta tekemällä toinen stabiliteettitarkastelu korotetuilla osavarmuusluvulla. Murtorajatilan mukaisen stabiliteettitarkastelun jälkeen tehdään uusi tarkastelu, jossa kuormat otetaan huomioon ominaisarvoilla ja maan osavarmuuslukuina käytetään taulukon 7 arvoja. Käytännössä tämä vastaa käyttörajatilassa vaadittua kokonaisvarmuutta OFS (Overall Factor of Safety) (RIL 2009).

Taulukko 7. Korotetut maan osavarmuusluvut (γ_M) käyttörajatilan mukaista stabiliteetin laskentaa varten eri seuraamusluokissa (RIL 207)

Maaparametri	Merkintä	Sarja M2*		
		CC1	CC2	CC3
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	γ_ϕ	1,5	1,65	1,8
Tehokas koheesio	γ_c	1,5	1,65	1,8
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,65	1,8	2,0
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,65	1,8	2,0
Tilavuuspaino	γ_γ	1,0	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi$.

2.5.15 Maapohjan vahvistaminen ja lujittaminen

Maapohjan vahvistamista käsitellään SFS-EN 1997 kappaleessa 5.5. Eurokoodi ei erittele kovin yksityiskohtaisesti mitä menetelmiä maapohjan vahvistaminen pitää sisällään. RIL 207 mukaan vahvistettua eli stabiloitua maapohjaa käsitellään geoteknisessä mitoituksessa maana. RIL:n mukaan erilaisten sideaineiden sekoittamisella maahan ei aikaansaada pohjarakenteita, kuten esimerkiksi paaluja, vaan vahvistettua maata (RIL 2009).

Englanninkielinen Eurokoodien soveltamisohje Designers Guide to Eurocodes luokittelee pohjanvahvistuksen kuuluvan geotekniseen luokkaan kolme. Tämä mahdollistaa tavallisesta poikkeavien mitoitusmenetelmien käytön syvästabiloinnin suunnittelussa ja mitoituksessa (Frank et al. 2004).

3 Pilaristabiloinnin mitoituslaskelmat

3.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on vertailevien mitoituslaskelmien avulla tutkittu miten Eurokoodi tulee vaikuttamaan kimmoisten pilarien nykyiseen mitoitukseen. Vertailevat mitoituslaskelmat on toteutettu yksinkertaisen malliesimerkin avulla, jonka geometria on Liikenneviraston rautatieosaston Ratateknisten ohjeiden mukainen. Tässä kappaleessa esitetyt laskelmat perustuvat perinteiseen pilaristabiloinnin mitoitukseen ja klassiseen maamekaniikkaan.

Pilaristabiloinnin mitoitus on suoritettu Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen kokonaisvarmuusmenetelmällä sekä soveltamalla mitoitukseen Eurokoodin osavarmuusmenetelmän mitoitusapoja. Kun nykyiseen kokonaisvarmuuslukumenetelmään perustuvaan pilaristabiloinnin mitoitukseen sovelletaan Eurokoodin osavarmuusmenetelmää, on selvää, ettei mitoituksen lopputulos pysy samansuuruisena. Mitoituslaskelmien tuloksia vertailemalla saadaan selville Eurokoodin vaikutus mitoituksen lopputulokseen eli pilarien k/k -väliin.

3.2 Laskentamallin ominaisuudet

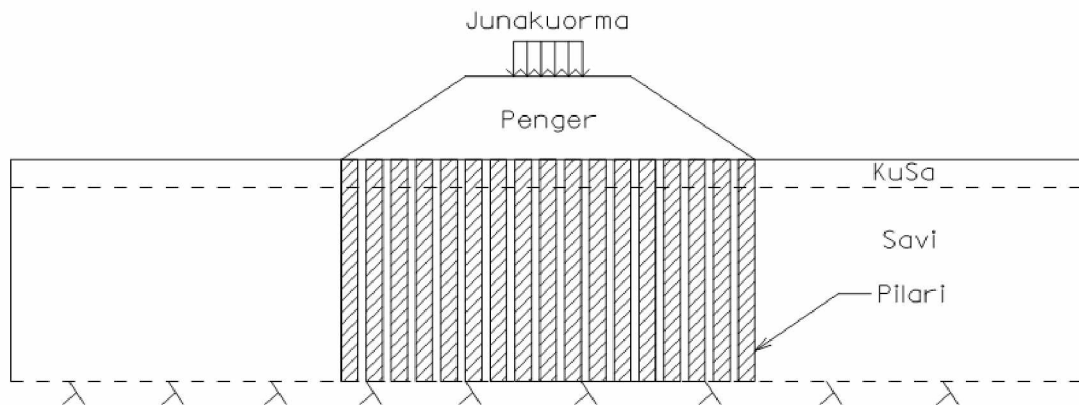
3.2.1 Geometria

Esimerkkikohteena on savikolle rakennettava nykyaikainen yksiraiteinen rautatie. Kohteen sijainti on Etelä-Suomi. Maanpinta sekä myös muut maakerrosrajat ovat vaakasuoria. Savikko on kahdeksan metriä syvä. Mallissa on metrin paksuinen kuiva-kuorikerros. Pohjaveden pinta sijaitsee kuivakuoren alapinnassa. Kuivakuoren alla on homogeeninen savikerros, joka ulottuu kovaan kantavaan pohjaan.

Esimerkkikohteen suunnittelussa on pyritty siihen, että pilaristabiloinnin valinta pohjanvahvistusmenetelmäksi olisi järkevää myös vastaavan tyyppisessä todellisessa kohteessa. Ratapenkereen geometria on RATOn tyyppipoikkileikkausten mukainen. Tyyppipoikkileikkauksena on käytetty yksiraiteista suoralla rataosuudella sijaitsevaa betonipölkkyraidetta. Ratapenkereen pengerleveytenä on käytetty kuutta metriä.

Kohde pohjavahvistetaan kimmoisten pilarien avulla. Pilarit sijoitetaan symmetriseen neliökuvioon. Pilarien halkaisija on 600mm. Alustava k/k -väli on 0,9 metriä, joka tarkentuu mitoituksen edetessä. Pilarit ulotetaan kovaan pohjaan.

RATOn tyyppipoikkileikkausta on laskentamallissa yksinkertaistettu, jotta tulosten keskinäinen vertailu on mahdollisemman selkeää. Kiskoja ja tukikerrosta ei ole mallinnettu vaan on oletettu niiden tuoman kuormituslisäyksen sisältyvän penkereen korkeudesta muodostuvaan kokonaiskuormaan. Kuvassa 9 on esitetty laskelmissa käytetyn poikkileikkauksen geometriamalli ja materiaalien kerrosjako.



Kuva 9. Tutkimuksen ratapenkereen mitoituksen lähtötilanne

3.2.2 Materiaalit

Mallin suunnittelussa on lähtökohtaisesti pyritty säilyttämään, tutkimuksen teoreettisesta luonteesta huolimatta, näppituntuma todelliseen suunnittelukohteeseen. Tämän päämäärän saavuttamiseksi laskentamallissa käytetään todellisten materiaalien parametreja ja ominaisuuksia.

Laskentamallissa käytettyjen materiaalien parametrit on valittu Teknillisen Korkeakoulun pohjalaboratorion materiaalikirjastosta Lab. Ins. Matti Lojanderin avustuksella. Pohjamaan materiaaliksi valittiin Taasian savi, Iitistä. Taasian savi on Yoldian jääjärven aikana muodostunutta normaalikonsolidoitunutta savea. Taasian saven ominaisuuksia on tutkittu paljon TKK:n pohjalaboratoriossa. Taasian savi tunnetaan myös nimellä Lojanderin savi. Taasian savi on pehmeää rannikkosavea lujempaa.

Laskelmissa Taasian saven suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo on 24 kPa. Saven tilavuuspaino on 16 kN/m³ ja tehokas tilavuuspaino on 6 kN/m³. Painumataarkasteluissa Taasian saven moduulilukuna (m_1) on käytetty 5,0 ja jännityksen eksponenttina (β_1) käytetty -0,3. Taasian saven kokoonpuristuvuusmoduuli (M) on laskettu kuivakuoren alapinnassa, missä on otettu huomioon maanpaineen aiheuttama vaakatuoki metrin syvyydellä. Saven kokoonpuristuvuusmoduuliksi (M) on yhtälön 4.4.4 avulla saatu 308,66 MN/m². Kuivakuoren mitoituslujuutena on käytetty 30 kPa. Kuivakuoren tilavuuspaino on 15 kN/m³. Kuivakuorta ei oleteta halkeilleeksi. Ratapenkereen materiaalin tilavuuspaino on 20 kN/m³ ja leikkauskestävyyskulma on 32°.

Kimmoisan pilarin mitoitusleikkauslujuutena s_{pil} on käytetty 150 kPa. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan pilarin muodonmuutosmoduuli (E_{pil}) voidaan kalkkisementtipilareilla olettaa olevan 100–200-kertainen pilarin leikkauslujuuteen nähden. Pilarin muodonmuutosmoduuli (E_{pil}) on määritetty käyttämällä 150-kertaista pilarin leikkauslujuutta yhtälön 3.1.1 mukaisesti. Pilarin muodonmuutosmoduuliksi E_{pil} saadaan 22500 kPa.

$$E_{pil} = 150 \cdot s_p \quad (3.1.1)$$

E_{pil} on pilarin muodonmuutosmoduuli
 s_p pilarin suljettuleikkauslujuus

Taulukkoon 8 on koottu kappaleen 3 laskelmissa vakiona säilyviä maaparametrejä.

Taulukko 8. Laskentamallin materiaaliparametrejä

	Savi	KuSa	Pilari	Penger
Suljettu leikkauslujuus	24kPa	30kPa	150kPa	
Leikkauskestävyyskulma				32°
Puristuslujuus			300kPa	
Tilavuuspaino	16 kN/m ³	15 kN/m ³	16 kN/m ³	20kN/m ³
Tehokas tilavuuspaino	6 kN/m ³	5 kN/m ³		
Muodonmuutosmoduuli	308,7		22500	
Moduuliluku	5			
JännitysekspONENTTI	-0,3			

3.2.3 Kuormat

Kaikki laskentamallissa käytetyt kuormat vaikuttavat pystysuoraan. Laskelmien mitoittava kuormitustilanne muodostuu paikallaan seisovasta pysähtyneestä junasta. Vaakasuuntaisia junakuormia tai liikkuvan junan aiheuttamia säsäyskuormia ei ole otettu huomioon.

Kuormat jakaantuvat pysyviin ja muuttuviin kuormiin sekä edullisiin ja epäedullisiin kuormiin. Pysyvä epäedullinen kuorma on pengerkuorma, joka muodostuu penkereen korkeuden ja tilavuuspainon mukaan. Muuttuvana epäedullisena kuormana on RATO:n junakuorma. Laskelmissa ei ole muita muuttuvia kuormia. Sekä pengerkuorma että junakuorma ovat molemmat epäedullisia kuormia. Laskentamallissa ei ole edullisia kuormia.

Koska kyseessä on uusi ratapenger, junakuormana laskelmissa käytetään RATO3:n suurinta sallittua junakuormaa. Mitoituskuormakaavion tunnuksena on LM71-35, joka käsittää 350 [kN] kaluston sallituna akselipainona. Mitoituskuormakaavioin sallituksi nauhakuormaksi q_{vk} saadaan LM71-35 mukaan 120 [kN/m]. Nauhakuorma q_{vk} jakautuu pölkköjen leveydelle. Pölkyt ovat 2,5 metrin pituisia.

Mitoituksessa on otettu huomioon junakuorman jakautuminen ratapenkereessä RATO:n ohjeiden mukaan. Junakuorma oletetaan jakautuvan penkereessä 2:1 menetelmällä. 2:1 menetelmällä lasketut tulokset ovat lähellä Boussinesqin jännitysteorialla saatuja arvoja suoraan radan keskilinjän alapuolella, missä määrävin tilanne syntyy.

3.3 Mitoitustarkastelut

3.3.1 Yleistä

Ratapenkereen pilaristabilointi on mitoitettu Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaisesti. Mitoitustapaukset jakautuvat nykyiseen Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen kokonaisvarmuusmenetelmään ja Eurokoodin osavarmuusmenetelmään. Mitoitus on suoritettu käsinlaskennalla ja se on esitetty excel-taulukkomuodossa. Laskentamallin geometria pysyy vakiona kaikissa mitoitustapauksissa.

3.3.2 Tarkastelutapaukset

Nykymitoitus käsittää yhden mitoitustuloksen, joka toimii Eurokoodimitoituksen vertailupohjana. Mitoitustapaukselle käytetään lyhennettä TH. Eurokoodimitoituksella jaettu ympäristöministeriön ja liikenne- ja viestintäministeriön kansallisten liitteiden mukaiseen mitoitukseen. Kansallisten liitteiden mitoitustavoille käytetään lyhenteitä YM ja LVM.

Eurokoodimitoituksessa on kolme seuraamusluokkaa, jotka selventävät kolmea luotettavuusluokkaa. Luotettavuusluokan valinta vaikuttaa DA2 menetelmän varmuuslukujen yhdistelmissä kertoimen K_{FI} kautta sekä pysyviin että muuttuviin kuormiin. Luotettavuusluokan perusteella määräytyvä K_{FI} kerroin antaa suunnittelijalle mahdollisuuden, joko suurentaa tai pienentää varmuuslukujen yhdistelmissä käytettäviä osavarmuuksia kymmenellä prosentilla molempiin suuntiin. Luotettavuusluokan valinta tehdään seuraamusluokan perusteella, jonka valinta tehdään SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet määrittämällä tavalla. Rautateiden suunnittelussa on perusteltua käyttää korotettuja osavarmuuslukuja, kuten YM-3 ja LVM-3 mitoitustapauksissa on tehty.

Mitoituslaskelmat on suoritettu kaikilla kolmella K_{FI} kertoimen arvoilla. Esimerkkinä seuraamusluokan RC3 mukainen tarkastelu, jossa K_{FI} kerroin on suuruudeltaan 1,1 merkitään numerolla kolme ja saadaan siis tapaukset YM-3 tai LVM-3. Vastaavasti luokitellaan RC2 ja RC1 mitoitus. Tarkasteltavia perusmitoitustapauksia laskelmissa on yhteensä seitsemän TH, YM-1, YM-2, YM-3, LVM-1, LVM-2 ja LVM-3.

Eurokoodi mitoitustapauksissa YM ja LVM on otettu huomioon pilarin myötörajan ja kestävyysmerkitys. YM ja LVM mitoitukset jakautuvat edelleen luokkiin A sekä B. Luokassa A on käytetty Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaista kimmoisten pilarien mitoituksen myötörajaa, joka on 70 % pilarin puristusmurtolujuudesta. Rakenteen kestävyysosavarmuuslukuna on tarkasteluissa A käytetty 1,0. Luokassa B on mitoitus suoritettu käyttämällä maan kestävyysosavarmuuslukua γ_R taulukosta A.13 (FI) sarjasta R2 ja käyttämällä 100 % pilarin puristusmurtolujuudesta.

Varsinaisten perustarkastelutapausten lisäksi on tutkittu kaksi erikoistarkastelutapausta. Ensimmäisen erikoistarkastelutapausten avulla tutkitaan pilaristabiloinnin mitoitusta vakavuuden kannalta. Kappaleessa 3.4.6 mitoitus lähtee liikkeelle iteroimalla stabiloidun alueen suljettua leikkauslujuutta siten, että saavutetaan Eurokoodin DA3 mitoituksella 1,0 vakavuus. Toinen erikoistarkastelutapausta huomioi SFS-EN 1997-1 suosittelman maan kestävyysosavarmuusluvun 1,4. Mitoitus-

tapaus C taulukkoon on liitetty tarkastelu, jossa DA2 mitoitus suoritetaan maan kestävyuden osavarmuuden 1,5 sijaan osavarmuudella 1,4.

3.3.3 Varmuuslukujen yhdistelmät

Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukainen mitoitus TH perustuu kokonaisvarmuusmenetelmään, joka on yksiselitteinen ja tarkasteltavia varmuuslukujen yhdistelmiä ei käytetä. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukainen mitoitus käsittää yhden tarkastelun, joka on esitetty jokaisen laskentataulukon ensimmäisessä sarakkeessa vertailun helpottamiseksi.

Eurokoodin DA2 menetelmä sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka molemmat on tarkastettava erikseen. Painumien laskenta tehdään käyttörajatilassa, jossa osavarmuusluvut ovat yhtä suuria kuin 1,0. Puristusjännitystarkastelut ovat murtorajatilassa, jossa käytetään DA2 menetelmää. DA2 menetelmä sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka on esitetty Eurokoodin kaavojen 5.10a ja 5.10b nimisissä sarakkeissa. Kappaleessa 2.5.11 on Eurokoodin mitoitustapoja käsitelty tarkemmin.

Vakavuuslaskelmissa käytetään Eurokoodin DA3 mitoitustapaa, joka käsittää vain yhden varmuuslukujen yhdistelyn. Vakavuuslaskennassa käytetyt parametrit ja stabiiliteettilaskentojen tulokset on esitetty 3.4.5. Vakavuuslaskelmissa käytetään kappaleessa 3.3.2 esitettyjen tarkastelutapausten lyhenteitä. LVM kansallisten liitteiden vakavuuslaskennassa käyttämät varmuuslukujen yhdistelmät on esitetty kappaleessa 2.5.13.

3.4 Tulokset

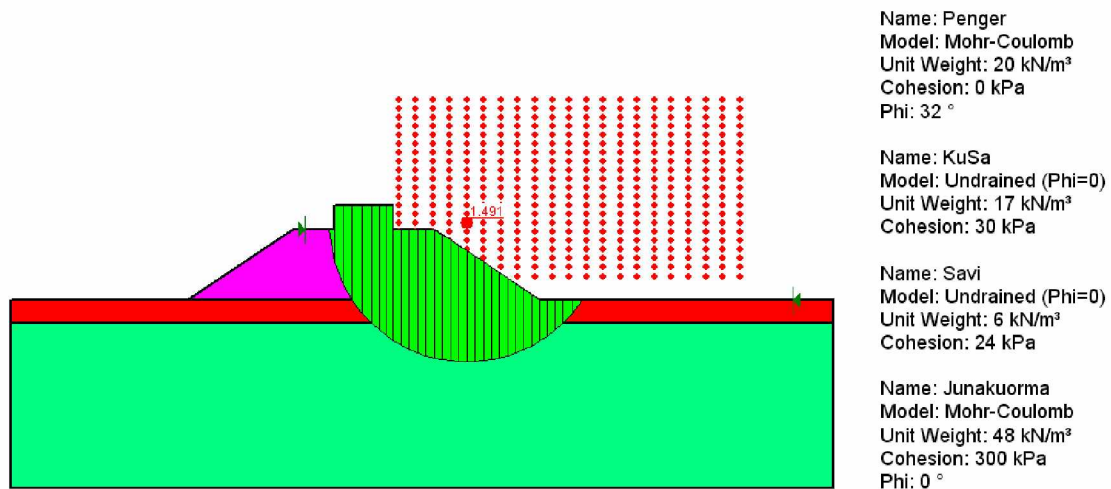
3.4.1 Luonnollinen vakavuus

Luonnollisen vakavuuden laskemisen tarkoitus on tarkastella missä määrin vakavuus on määräävä tekijä pilaristabiloinnin suunnittelussa sekä arvioida pilarien ja maan yhteistoiminnan toteutumista. Luonnollisen vakavuuslaskelmien tulos on saatu kokonaisvarmuusmenetelmällä eikä siihen tarvitse soveltaa Eurokoodin DA3 menetelmää, koska luonnollinen vakavuustarkastelu sisältyy itse syvästabiloinnin mitoitusmenetelmään eikä ole varsinainen erillinen vakavuustarkastelu.

Jotta pilaristabilointimenetelmää voidaan käyttää vakavuuden parantamiseen, on luonnollisen vakavuuden oltava riittävä. Ratageotekniikassa luonnollisen vakavuuden vaatimuksena on 1,4 kokonaisvakavuus. Luonnollisella vakavuudella tarkoitetaan kokonaisvakavuuden arvoa, ennen pohjanvahvistustoimenpiteitä, täyden juna-kuorman vallitessa penkereen päällä.

Luonnollisen vakavuuden valinta suoritettiin haarukoimalla eri pengerkorkeuksia. Penger korkeudeksi päädyttiin valitsemaan kolme metriä. Geo-Slope-ohjelmalla laskettuna saatiin Morgenstern-Price-lamellimenetelmällä luonnollisen vakavuuden suuruudeksi 1,49. Geo-Slope laskelmissa käytettiin junakuorman mallinnuksessa materiaalia, jonka tilavuuspaino oli 48 kN/m³ ja koheesio 300 kPa. Suurella koheesioarvolla pyritään mallintamaan ratapölkkyjen vaikutus ja välttämään tilanne, jossa

liukupinta kulkee junakuorman vaikutusalueen sisäpuolella. Kuvassa 10 on esitetty luonnollisen vakavuuslaskennan tulos Slope-ohjelmalla mallinnettuna.



Kuva 10. Luonnollisen vakavuuslaskennan tulos

3.4.2 Mitoitustulokset YM1, YM2 ja YM3

Taulukoissa 9, 10 ja 11 on esitetty pilaristabiloinnin mitoituksen tulokset ympäristöministeriön kansallisen liitteen mukaisesti. Taulukot 9, 10 ja 11 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan ja kuormakertoimen K_{FI} perusteella. Sarake TH on mukana kaikissa mitoitustaulukoissa.

Taulukko 9. Tarkastelutapaus YM1 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-1A	YM-1A	YM-1B	YM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,983	0,870	0,958	0,848
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,053
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,053
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	29,45	0,00	29,45
q_0		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,19	241,40	229,60	229,62
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 10. Tarkastelutapaus YM2 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-2A	YM-2A	YM-2B	YM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,930	0,824	0,907	0,804
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,063	0,050	0,060	0,048
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,063	0,050	0,060	0,048
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	32,73	0,00	32,73
q_0		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,21	229,70	229,88
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 11. Tarkastelutapaus YM3 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-3A	YM-3A	YM-3B	YM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,885	0,785	0,863	0,766
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
Q_{liik}		kPa	21,82	0,00	36,00	0,00	36,00
Q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,29	229,59	229,97
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

3.4.3 Mitoitustulokset LVM1, LVM2 ja LVM3

Taulukoissa 12, 13 ja 14 on esitetty pilaristabiloinnin mitoituksen tulokset Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen luonnoksen mukaisesti. Taulukot 12, 13 ja 14 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan ja kuormakertoimen K_{FI} perusteella.

Taulukko 12. Tarkastelutapaus LVM1 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-1A	LVM-1A	LVM-1B	LVM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,983	0,875	0,958	0,853
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,054
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,054
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	28,47	0,00	28,47
q_0		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,19	241,45	229,60	229,74
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 13. Tarkastelutapaus LVM2 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2A	LVM-2A	LVM-2B	LVM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,930	0,829	0,907	0,808
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,063	0,051	0,060	0,048
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,063	0,051	0,060	0,048
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	31,64	0,00	31,64
q_0		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,43	229,70	229,60
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 14. Tarkastelutapaus LVM3 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3A	LVM-3A	LVM-3B	LVM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,885	0,789	0,863	0,770
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
Q_{liik}		kPa	21,82	0,00	34,80	0,00	34,80
Q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,06	229,59	229,82
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

3.4.4 Kokonaisvakavuus

Syvästabiloinnin mitoituksessa on tarkistettava myös kokonaisvakavuus. Stabiliateetin kokonaisvakavuuden on oltava RATOn vaatimusten mukainen. Syvästabiloidun penkereen kokonaisvakavuuden laskennassa stabiloidun alueen sekä pohjamaan leikkauslujuuden määrittäminen tapahtuu Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan. Uusilla radoilla RATOn kokonaisvarmuus on oltava vähintään 1,8.

Eurokoodimitoituksessa on vakavuuslaskelmat suoritettu DA3 menetelmällä. Tämä sisältää yhtälön 2.5.8 sisältämät sarjat eli käytetään kansallisten liitteiden yhdistelmäyhtälöitä A2 "+" M2 "+" R3. Ympäristöministeriön ja liikenne- ja viestintäministeriön kansallisissa liitteissä on eroja sarjojen A2 sekä M2 osavarmuuslukujen suuruuksissa.

Pilaristabiloidun alueen lujuuden määrittäminen on vakavuuslaskelmissa suoritettu Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaisesti. Alkuperäisen pohjamaan leikkauslujuus on redusoitu kappaleessa 2.4.5 esitetyllä tavalla. Vakavuuslaskelmissa ei ole kuivakuorisavikerrosta mallinnettu, vaan leikkauspinnan passiivipuolella on käytetty s_{sup} mukaista arvoa. Leikkausympyrän keskipisteen sijainti on huomioitu aktiivisen leikkausalueen leveyden määrittämisessä.

Taulukoissa 15, 16 ja 17 on kappaleessa 3.4.3 esitettyjen mitoitusapauksia vastaavat vakavuuslaskelmien tulokset. Luotettavuusluokka erottaa taulukoiden 15, 16 ja 17 mitoitusapauksien tulokset. Vakavuudet on laskettu tarkastelutapauksille YM-1B,

YM-2B, YM-3B, LVM-1B, LVM-2B ja LVM-3B. Luokkien 1A, 2A ja 3A vakavuus-tarkasteluja ei ole suoritettu.

Taulukko 15. Vakavuuslaskelmien TH, YM-1B ja LVM-1B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM -1B	LVM-1B	YM-1B	YM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj, sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} \cdot \gamma_{cu}$		kPa	48,00	54,00	54,00	56,16	56,16
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj, sup} \cdot K_{FI}$		kPa	20,00	18,00	18,00	18,00	18,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	42,49	50,01	39,66	47,08
$s_{up} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,65	1,81	1,51	1,71

Taulukko 16. Vakavuuslaskelmien TH, YM-2B ja LVM-2B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2B	LVM-2B	YM-2B	YM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj, sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} * \gamma_{cu}$		kPa	48,00	60,00	60,00	62,40	62,40
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj, sup} * K_{FI}$		kPa	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q * K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	45,82	54,17	42,76	50,93
$s_{up} / \gamma_Q * K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,68	1,91	1,56	1,76

Taulukko 17. Vakavuuslaskelmien TH, YM-3B ja LVM-3B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3B	LVM-3B	YM-3B	YM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} \cdot \gamma_{cu}$		kPa	48,00	66,00	66,00	68,64	68,64
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj,sup} \cdot K_{FI}$		kPa	20,00	22,00	22,00	22,00	22,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	49,18	58,26	45,90	54,81
$s_{up} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,62	1,82	1,51	1,70

3.4.5 Käyttörajatilan stabiliteetti

EN 1997-1 velvoittaa penkereille suoritettavan myös kokonaisvakavuuden käyttöraja-tilamitoituksen. Monimutkainen käyttöraja-tilamitoitus voidaan korvata RIL 207 mukaan toisella stabiliteettitarkastelulla, jossa käytetään korotettuja osavarmuuslukuja. Tarkastelun osavarmuuslukujen muodostama varmuus on lähellä nykyisessä kokonaisvakavuus tarkastelussa vaadittua varmuutta. Taulukossa 7 on esitetty RIL 207:n esittämät käyttörajatilan toteutumisen estämiseen vaadittavat korotetut osavarmuusluvut. Käyttämällä RIL 207:n mukaisia korotettuja osavarmuuslukuja saadaan LVB-3B määräävämmän mitoitustapauksen pilaritiheydellä stabiliteetin tulokseksi 1,28.

3.4.6 Pilarien mitoittaminen stabiliteettiin perustuen

Vakavuuslaskelmiin perustuvassa pilaristabiloinnin mitoituksessa on Eurokoodin DA3 mitoitusten menetelmällä tarkistettu tarvittava pilaritiheys, jotta päästään 1,0 kokonaisvakavuuteen. Mitoituksessa on iteroitu stabiloidun alueen keskimääräistä leikkauslujuutta, jonka jälkeen pilarien k/k-väli on laskettu. Vakavuuslaskennassa on käytetty Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen tapaa ottaa pilaristabiloitu alue huomioon. Puristusjännitystarkastelun varmuuslukujen yhdistelmänä on käytetty kappaleen 5.4.3 laskelmien LVM-3B mitoitustapauksista määräävämpää.

Vakavuuteen 1,0 päästään LVM-3B parametrejä käyttämällä stabiloidun alueen leikkauslujuudella 25,2 kPa. Tässä tilanteessa 150 kPa leikkauslujuudella olevien kimmoisten pilarien k/k-väliksi muodostuu 1,41 metriä. Puristusjännitystarkastelussa pilarien kapasiteetti ylittyy moninkertaisesti. Pilareille siirtyvän kuorman suuruudeksi saadaan 747,12 kPa, murtokapasiteetin ollessa 230 kPa. Myös painumat kasvavat selvästi. Pilarien ja maan yhteiseksi painumaksi saadaan 147 mm.

3.4.7 Maan kestävyiden osavarmuusluvun vaikutus

Mitoitustarkasteluissa C on tutkittu miten maan kestävyiden osavarmuusluku vaikuttaa mitoitus tuloksiin. Alkuperäinen EN 1997-1 suosittamat tukirakenteiden kestävyiden osavarmuudet poikkeavat YM sekä LVM-luonnoksen kansallisten liitteiden osavarmuuksien arvoista. Taulukossa 18 on esitetty EN 1997-1 suosittamat maan kestävyiden osavarmuusluvut.

Taulukko 18. EN 1997-1 taulukko A.13 tukirakenteiden kestävyys

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Kantokestävyys	$\gamma_{R:v}$	1,0	1,4	1,0
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R:h}$	1,0	1,1	1,0
Maan kestävyys	$\gamma_{R:e}$	1,0	1,4	1,0

RIL 207 mukaan pilareita käsitellään lujittuneena maana. Maan kestävyiden osavarmuus vaikuttaa suoraan pilareiden mitoituskestävyyteen. Käyttämällä pilareille pienempää osavarmuuslukua voidaan pilareiden kannettavaksi sallia enemmän kuormaa. Taulukoissa 19, 20 ja 21 on esitetty kansallisten liitteiden mitoitus tapaukset, joissa on käytetty maan kestävyiden osavarmuutena 1,4. Taulukot 19, 20 ja 21 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan mukaan.

Taulukko 19. Maan kestävyiden osavarmuusluvun 1,4 vaikutus luokassa RC1

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-1C	LVM-1C	YM-1C	YM-1C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,994	0,884	0,994	0,879
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,072	0,058	0,072	0,057
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,072	0,058	0,072	0,057
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	28,47	0,00	29,45
q_0		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,36	246,32	246,36	246,29
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

Taulukko 20. Maan kestävyiden osavarmuusluvun 1,4 vaikutus luokassa RC2

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2C	LVM-2C	YM-2C	YM-2C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,940	0,837	0,940	0,833
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,065	0,052	0,065	0,051
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,065	0,052	0,065	0,051
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	31,64	0,00	32,73
q_0		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,01	246,00	246,01	246,39
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

Taulukko 21. Maan kestävyysluokan osavarmuusluvun 1,4 luokassa RC3

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3C	LVM-3C	YM-3C	YM-3C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,895	0,797	0,895	0,793
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,059	0,047	0,059	0,047
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,059	0,047	0,059	0,047
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
Q_{liik}		kPa	21,82	0,00	34,80	0,00	36,00
Q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,28	245,88	246,28	246,13
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

3.5 Pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien yhteenveto

Kappaleen 3 pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa on huomioitu ympäristöministeriön sekä liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteet. Kansallisten liitteiden mukaisista mitoituslaskelmista on käytetty vastaavia lyhenteitä YM ja LVM. Pilaristabiloinnin mitoitus suoritettiin sekä YM että LVM tyyppipoikkileikkauksille jokaisella luotettavuusluokilla RC1, RC2 ja RC3. Jokaisen mitoituslaskelman alussa tehty valinta luotettavuusluokasta on säilytetty samana mitoituksen loppuun asti käsittäen myös vakavuuslaskelmat.

Kappaleissa 3.4.2, 3.4.3 ja 3.4.4 suoritettujen laskelmien tuloksista nähdään, että murtorajatilassa suoritettujen pilarin puristusjännitystarkastelut muodostuivat mitoittavaksi tekijäksi kaikissa mitoituslaskelmissa. Kokonaisvakavuus eikä käyttörajatilan muodonmuutokset muodostuneet määrääväksi missään tutkitussa tarkastelutilanteessa. Eurokoodin puristusjännitystarkasteluissa käytettiin DA2 mitoituslaskelmaa. DA2 mitoituslaskelma sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, joista EN 1997-1 yhtälöllä 6.10b:n avulla muodostetut varmuuslukujen yhdistelmät johtivat tiheimpään pilariväliin.

Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaista kimmoisten pilarien mitoitus on käytetty vertailupohjana kaikille Eurokoodi mitoitusapauksille. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan suoritettu kimmoisten pilarien mitoitusprosessi antaa mallipenkereen pohjanvahvistuksessa käytettyjen pilarien k/k-väliksi 0,922 metriä.

Eurokoodimitoituksen määräävin mitoitusapaus on YM-3B, jossa käytettiin luotettavuusluokkaa RC3. YM-3B tarkastelutapauksen mitoitus tuloksena saatiin k/k-väliksi 0,766 metriä. Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen luonnoksen mitoitusapauksella LVM-3B antaa pilarien k/k-väliksi 0,770 metriä. Luotettavuusluokan RC2 mitoitusapauksilla YM-2B saatiin k/k-väliksi 0,804 metriä. LVM-2B antaa k/k-väliksi 0,808 metriä. Luotettavuusluokalla RC1 suoritettujen tulokset olivat lähimpänä Liikenneviraston ohjeiden mukaista mitoitus tulosta. YM-1B tulos oli 0,848 metriä. LVM-1B tulos oli 0,853 metriä.

Kappaleessa 3.4.6 tutkittiin erityismitoitustapauksia, jossa pilaristabilointi mitoitettiin lähtien liikkeelle vakavuuden asettamista vaatimuksista. Puristusjännitystarkastelun ohittaminen mitoituksessa johti pilarivälin kasvamiseen 1,41 metriin. Pilarien puristusjännitykset ylittivät moninkertaisesti sallitun maan kestävyys sekä TH mitoituksella saadun 0,92 metrin k/k-välin. Stabiilitettiin perustuvaa mitoitusta ei voida pitää tutkimustulosten perusteella toimivana vaihtoehtona.

Kappaleessa 3.4.7 tutkittiin maan kestävyys $\gamma_{R,e}$ vaikutusta mitoituksen tulokseen. Laskemat suoritettiin YM ja LVM mitoitusapauksille luotettavuusluokilla RC1, RC2 ja RC3 käyttämällä alkuperäisen SFS-EN 1997-1 suosittamaa maan kestävyys osavarmuusluku 1,4. Molempiin kansallisiin liitteisiin on valittu käytettävän maan kestävyys osavarmuutena arvo 1,5. Maan kestävyys osavarmuusluku vaikuttaa suoraan puristusjännitystarkasteluissa pilarille sallittavan kuorman suuruuteen. YM-3C mitoituksella saatiin pilarien k/k-väliksi 0,793 metriä. LVM-3C mitoituksella saatiin 0,797 metriä. Verrattaessa YM-3C ja LVM-3C mitoitus tuloksia YM-3B ja LVM-3B mitoitus tuloksiin saadaan pari senttimetriä suurempia k/k-välejä. Mitoitusapauksilla YM-2C ja LVM-2C mitoitusapauksilla päästään hieman suurempaan k/k-väliin. Kuormakertoimella $K_{FI} = 1,0$, saadaan LVM-2C mitoitus tuloksiksi noin 0,84 metriä.

Erot mitoituksen tuloksissa saattavat tuntua pieniltä, mutta pilarivälin merkitys pilarien kokonaismäärään on merkittävä. Tuloksia tarkasteltaessa, on otettava huomioon, että pilarien k/k-väli vaikuttaa pilarikaavioon sekä pituus että leveys suunnassa. Esimerkitapauksessa, jossa pilarien k/k-välin tihentyy 0,9 metristä 0,75 metriin merkitsee 44 prosentin kasvua pilarien lukumäärässä.

Eurokoodin vaikutus pilaroinnin tiheyden kasvamiseen johtuu suuremmasta kokonaisvarmuustasosta. Itse asiassa Syvästabiloinnin suunnitteluohjeeseen perustuva mitoitusmenetelmä ei sisällytä pilareiden puristusjännitystarkasteluun varsinaista varmuutta laisinkaan. Menetelmän ainoa ”varmuusluku” sisältyy pilarin myötörajan määrittämiseen, jossa oletetaan pilarin myötörajan olevan 70 % pilarin murtolujuudesta. Eurokoodimitoituksessa myötöraja käsitettä ei käytetä vaan varmuus on sisällytetty maan kestävyys osavarmuuslukuun. DA2 menetelmässä maan kestävyys osavarmuusluvun γ_R arvo kansallisiin liitteisiin valittu 1,5. Käänteislukuna tästä saadaan 0,67, joka on hyvin lähellä nykyistä 70% myötörajaa.

Eurokoodin vaikutus pilaristabiloinnin mitoitukseen voidaan kiteyttää seuraavalla tavalla. Eurokoodin tuoma kokonaisvarmuustason kasvaminen muodostuu mitoittavassa puristusjännitystarkastelussa käytetyistä osavarmuusluvusta. Puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa, jolloin Eurokoodimitoituksessa käytetään DA2 mitoitusastetta. DA2 mitoitusastavassa sovelletaan Eurokoodin 6.10a sekä 6.10b yhdistelmäkaavoja, jotka vaikuttavat epäedullisen pysyvään penkerkuormaan sekä epäedulliseen muuttuvaan junakuormaan. Tällöin mitoituskuormat luonnollisesti kasvavat nykyisestä mitoitusastavasta, joka johtaa pilarien tihentymiseen k/k -väliin.

4 Jännitysten jakautuminen pilaristabiloidussa maassa

4.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on tutkittu elementtimenetelmän avulla jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa. Elementtimenetelmän avulla voidaan jännitystarkastelut suorittaa perinteisiä klassiseen maamekaniikkaan pohjautuvia laskelmia yksityiskohtaisemmin. Elementtimenetelmällä voidaan mm. ottaa huomioon huokosvedenpaineen sekä rakentamisvaiheiden vaikutus jännityksiin ja muodonmuutoksiin. Elementtimenetelmään perustuvat laskelmat on mallinnettu Plaxis v.8.6 -ohjelmistolla.

Elementtimenetelmällä tehtyjen laskelmien tarkoituksena on saada käsitys pilarien k/k-välin tihentymisen vaikutuksesta pilaristabiloidun maan jännitystilaan sekä painumiin. Erityisesti on kiinnitetty huomiota pilarin puristusjännityksiin sekä puristusjännitysten maksimiarvojen muodostumissyvyyteen. Elementtimenetelmällä on mitoitustapaukset mallinnettu kaksiulotteisen tasomallin sekä pyörähdys-symmetrisen mallin avulla.

4.2 Elementtimenetelmään pohjautuvat tarkastelut

4.2.1 Tarkastelutapaukset

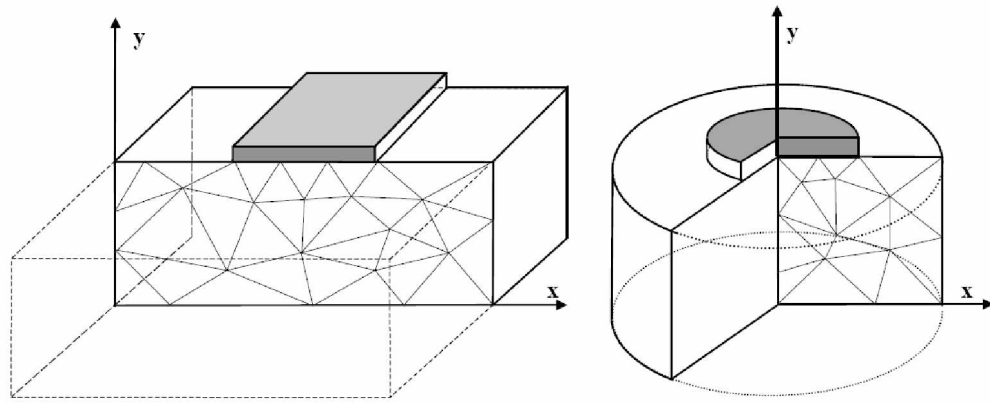
Elementtimenetelmällä on tehty laskelmia kahdelle tarkastelutapaukselle, jotka pohjautuvat kappaleen 3 pilaristabiloinnin mitoitustuloksiin. Valitut tarkastelutapaukset ovat TH sekä YM-3B, joissa pilarien k/k-välit ovat kappaleen 3 pilaristabiloinnin mitoitustulosten kaksi ääripäätä.

Tarkastelutapaus TH perustuu Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mitoitustapaan. TH tarkastelutapauksen mitoitustuloksena saatiin pilarien k/k-väliksi 0,922 metriä. Plaxis-ohjelmalla tehdyissä tarkasteluissa on pilarien k/k-väliksi valittu 0,9 metriä. Tarkastelutapaus YM-3B on Eurokoodin osavarmuusmenetelmällä saatu määräävin pilaristabiloinnin mitoitustulos. YM-3B tarkastelutapauksen k/k-väliksi saatiin 0,766 metriä. YM-3B tarkastelutapauksen Plaxis- mallissa on käytetty 0,75 metrin pilariväliä.

4.2.2 Elementtimenetelmän geometriamallit

Elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla on suoritettu tarkasteluja taso- ja pyörähdys-symmetristen geometriamallien avulla. Molemmista tarkasteluissa mallien geometriat ovat yksinkertaistuksia todellisesta kolmiulotteisesta tilanteesta. Jotta taso- ja pyörähdys-symmetriamalleilla suoritettavat laskelmat vastaisivat todellisuutta mahdollisimman hyvin, on niiden poikkileikkauksien geometria sekä laskelmissa käytetyt kuormitukset valittu ottamalla huomioon mallien erityispiirteet.

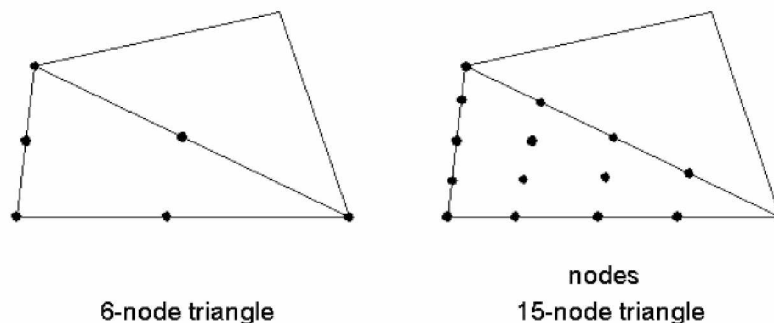
Pyörähdysymmetriamallin avulla on tutkittu yksittäisen pilarin käyttäytymistä, kun tasotapauksella on mallinnettu ratapenkereen poikkileikkaus kokonaisuudessaan. Kuvassa 11 on havainnollistava piirros geometriamallien lähtökohtaisista eroista. Taso- ja pyörähdysymmetriamalleja on käsitelty tarkemmin kappaleissa 4.2.5 ja 4.2.6.



Kuva 11. Taso- ja pyörähdysymmetriset mallit (Brinkgreve & Broere 2006)

Elementtimenetelmässä geometriamalli jaetaan erikokoisiin ja muotoisiin elementteihin. Plaxis-ohjelma muodostaa elementtiverkon automaattisesti. Elementtiverkon karkeus voidaan valita mallinnettavaksi viidellä eri tasolla (Brinkgreve & Broere 2006).

Plaxis-ohjelmalla laskenta voidaan suorittaa 6- tai 15-solmuisten kolmioelementtien avulla. Kolmioelementit ovat kiinnitettyjä viereisiin elementteihin solmupisteiden välityksellä, jotka muodostavat rajapinnan elementtien välille. Solmupisteitä voi sijoittaa myös elementtien reunojen sisäpuolella. Tällaiset elementit ovat korkeamman asteen elementtejä. Elementtien välisten solmupisteiden muodonmuutokset ja jännitykset ovat yhtä suuria. Kuvassa 12 on esitetty 6- ja 15-solmuisten elementtien solmupisteet (Brinkgreve & Broere 2006).



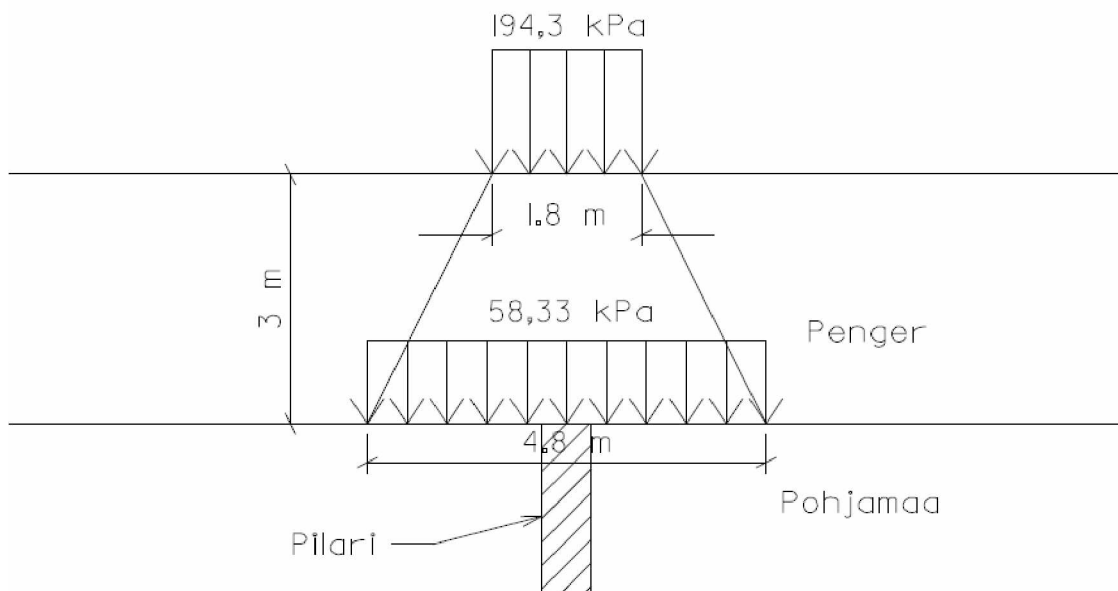
Kuva 12. 6- ja 15-solmuisten elementtien solmupisteet (Brinkgreve & Broere 2006)

4.2.3 Kuormat

Kaikissa tarkastelutapauksissa on käytetty kuormien ominaisarvoja. Muuttuvan epäedullisen kuorman muodostaa RATO:n suurin sallittu akselikuorma. Pysyvänä epäedullisena kuormana on pengerkuorma.

Taso- ja pyörähdysymmetriamalleissa epäedulliset muuttuvat kuormat on huomioitu eritavoilla. Tasomallissa käytetään LM-71 kuormakaavion muodostamaa tasaista 120 kN/m nauhakuormaa. Poikkileikkauksessa nauhakuorma jakautuu pölkkyjen leveydelle muodostaen 48 kPa poikkileikkauskuorman. Pyörähdysymmetriamallissa on tarkasteltu yksittäistä pilaria, joka sijaitsee radan keskilinjalla. Yksittäiselle pilarille on käytetty tasaanjakautunutta nauhakuormaa suurempaa arvoa, joka muodostuu kuormakaavion paikallisesta maksimiarvosta. On oletettu, että maksimiarvo muodostuu junan akselien muodostaman telin alapuolelle.

Pyörähdysymmetriatarkasteluissa käytetyn tasaisen kuorman oletetaan muodostuvan seuraavalla tavalla. Junan yhden akselin sallittu akselipaino on 350 kN , kuten kappaleen viisi laskelmissa. Yksi teli käsittää kaksi akselia, jotka sijaitsevat $1,8 \text{ metrin}$ etäisyydellä toisistaan. Olettamalla telin akselien muodostavan $1,8 \text{ metrin}$ matkalle $194,44 \text{ kN/m}$ tasaisen kuorman sekä olettamalla tämän kuorman jakautuvan $2:1$ menetelmän mukaisesti 3 metriä paksussa penkereessä saadaan penkereen alle muodostuneeksi nauhakuormaksi $145,83 \text{ kN/m}$. Tämä nauhakuorma jakautuu vielä leveyssuunnassa pölkkyjen leveydelle $2,5 \text{ m}$, jolloin telin keskellä sijaitsevan pilarin paikalliseksi maksimikuormaksi muodostuu noin $58,33 \text{ kPa}$. Kuvassa 13 on esitetty pyörähdysymmetriatarkasteluissa käytetyn kuorman muodostumisperiaate.



Kuva 13. Telikuorman vaikutus pyörähdysymmetriamallissa

4.2.4 Rajatilat

Jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa on tarkasteltu murtorajatilassa. Murtorajatilassa pilarit sekä savi on mallinnettu suljettuina, koska kyseessä on lyhyen aikavälin tarkastelutilanne. Plaxis-ohjelmalla suljettutila voidaan valita materiaali-kohtaisesti materiaalivalikon yleisistä asetuksista käyttämällä materiaalityypille

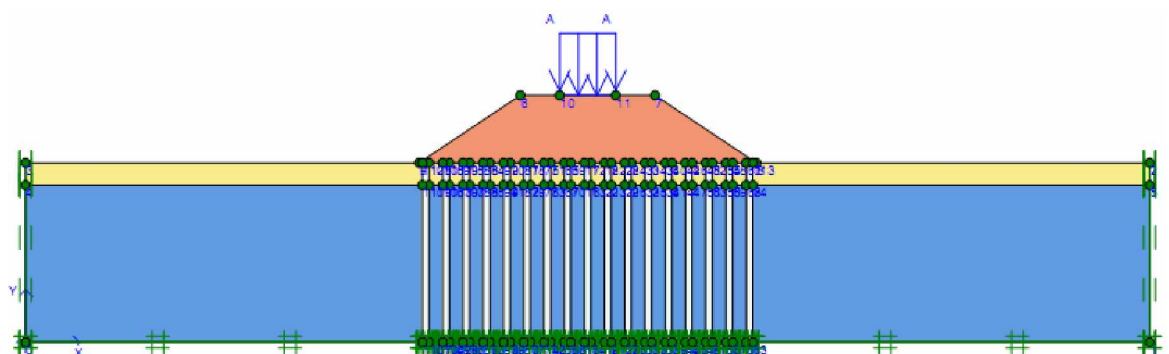
(undrained) asetusta. Suljetussa tilassa huokosveden ylipaineen mallintaminen otetaan huomioon. Ylipaineen kehittymiseen vaikuttaa materiaalin vedenläpäisevyys. Lyhyen aikavälin tarkasteluissa määrävimmän tilanteen aiheuttaa paikalleen pysähtynyt juna. Kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa murto-rajatilassa tehdyt pilarien puristusjännitystarkastelut muodostuivat mitoittavaksi.

Penkereen aiheuttamia muodonmuutoksia on tutkittu käyttörajatilassa. Erityisesti on kiinnitetty huomiota vertikaalisiin muodonmuutoksiin eli painumiin. Käyttörajatilassa tapahtuva penkereen kokonaispainuma on pitkän aikavälin tarkastelu. Käyttörajatilatarkasteluissa kaikki materiaalit on mallinnettu avoimessa tilassa, koska on oletettu, että huokosvedenpaine pääsee purkautumaan pitkällä aikavälillä pilarien toimiessa pystyjojen tavoin. Käyttörajatilassa suoritetuissa tarkasteluissa junakuorman vaikutusta ei ole mallissa otettu huomioon. Valitsemalla Plaxis-ohjelman materiaali-valikon yleisistä asetuksista materiaalityypille (drained) asetus, huokosveden ylipainetta ei anneta kehittyä lainkaan.

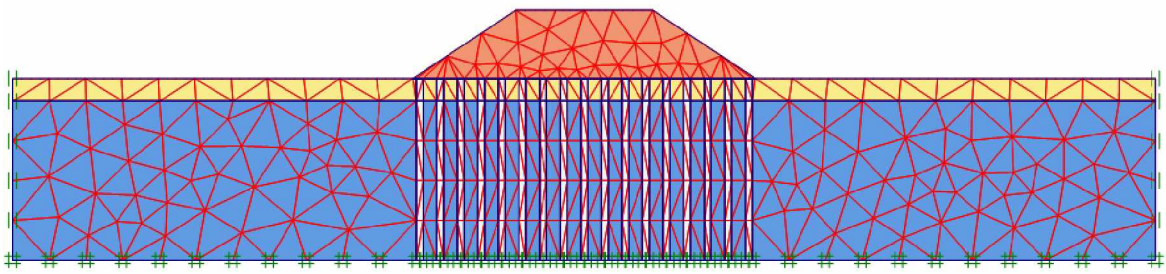
4.2.5 Tasomallin erityispiirteet

Tasomalli on kolmiulotteinen malli, joka muodostuu yhden metrin syvyydestä kaksikulotteisesta tasopoikkileikkauksesta. Tasomallin geometriana on kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa käytetty poikkileikkaus. Malli on kokonaisuu-
dessaan 50 metriä leveä. Penkereen alle on mallinnettu metrin paksuinen kuiva-
kuorikerros, jonka alla 7 metriä paksu homogeeninen savikerros. Pilarit oletetaan homogeeniseksi koko pituudeltaan. Pohjavesi sijaitsee kuivakuorikerroksen alapinnassa.

Yksittäisten pilareiden mallintaminen tasomalliin on tehty lamellien avulla. Lamellien leveytenä on käytetty pilarin pinta-alaa, joka on jaettu yhdellä metrillä. Pilarin halkaisija on laskelmissa 600 mm. Jakamalla pinta-ala yhdellä metrillä saadaan lamellin leveydeksi 0,289 m. Syvyyssuunnassa tapahtuvan k/k-välin muutoksien vaikutuksia lamellin leveyteen ei ole mallin geometriassa otettu huomioon. Molempien tarkastelutapausten TH sekä YM-3B tasomalleissa on käytetty lamellien leveytenä 0,3 metriä. TH tarkastelutapausten tasomallin geometria on esitetty kuvassa 14. Kuvassa 15 on esitetty TH tarkastelutapausten elementtiverkko.



Kuva 14. TH tarkastelutapausten laskentamalli



Kuva 15. TH tarkastelutapauksen elementtiverkko

4.2.6 Pyörähdysymmetriamallin erityispiirteet

Pyörähdysymmetrinen malli simuloi kolmiulotteista maalieriötä, joka syntyy kaksikulotteisen tasokappaleen pyörähtäessä vasemman akselinsa ympäri. Pyörähdysymmetriamallin avulla on tutkittu penkereen keskellä sijaitsevan pilarin puristusjännityksiä ja painumia. Tarkasteltavissa tapauksissa TH sekä YM pyörähdysymmetriamallin ajatellaan rajautuvan yksittäisen pilarin k/k-välin muodostaman pinta-alan suuruiseen vaikutusalueeseen. Pilarikaavioiden ollessa suhteellisen tiheitä molemmissa tarkastelutapauksissa, muodostuu geometriamalleista kapeita.

Pyörähdysymmetrisen mallin mitat riippuvat tarkastelutapauksen pilarikaavion pilareiden k/k-välistä. Pilarikaavion pilarien k/k-välin rajaaman neliön pinta-ala on yhtä suuri kuin pyörähdysymmetrisen mallin poikkipinta-ala. TH tarkastelutapauksen säteeksi muodostuu 0,510 metriä. YM tarkastelutapauksen säteenä on käytetty 0,432 metriä.

4.2.7 Materiaalimallit ja parametrit

Plaxis-ohjelmalla tehdyissä tarkasteluissa on käytetty Mohr-Coulomb sekä Soft Soil materiaalimalleja. Mohr-Coulomb materiaalimallia on käytetty penkereelle, kuivakuorelle ja pilareille. Mohr-Coulomb materiaalimalli on ideaalisesti kimmoplastinen maamalli. Mohr-Coulomb malliin tarvitaan lähtötiedoiksi materiaalin kimmomoduuli E , Poissonin luku ν , kitkakulma ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulma ψ .

Savi on mallinnettu käyttämällä Soft-Soil-mallia. Soft-Soil malli soveltuu Mohr-Coulomb mallia paremmin pehmeiden maalajien mallintamiseen. Soft-Soil malli ei ota huomioon sekundaaripainumaa eli raerungon hiipumista. Malli tarvitsee lähtötiedoiksi lujuusparametrit kitkakulman ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulman ψ . Jäykkyysparametrejä ovat modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri κ^* , modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan parametri λ^* . Jäykkyysparametrit voidaan määrittää kaavojen 4.2.1 ja 4.2.2 avulla (Brinkgreve & Broere 2006).

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (4.2.1)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (4.2.2)$$

e on	huokosluku
κ	MCC – mallin ylikonsolidoituneen osan parametri
λ	MCC – mallin normaalisti konsolidoituneen osan parametri

Taulukoissa 22 sekä 23 on esitetty elementtimenetelmälaskelmissa käytetyt materiaaliparametrit.

Taulukko 22. Mohr-Coulomb-mallissa käytetyt materiaaliparametrit

Materiaali	Yksikkö	KuSa	Penger	Pilari
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17	20	16
γ_{sat}	[kN/m ³]	17	20	16
k_x	[m/day]	0	1	0,0045
k_y	[m/day]	0	1	0,00225
ν	[-]	0,150066	0,35	0,300015
E_{ref}	[kN/m ²]	6499,653	50000	22497,54
c_{ref}	[kN/m ²]	1	0,3	71
ϕ	[°]	30	34	21
ψ	[°]	0	0	0
E_{incr}	[kN/m ³]	0	0	0
c_{incr}	[kN/m ³]	0	0	0
y_{ref}	[m]	0	0	0
T-Strength	[kN/m ²]	0	0	0
R_{inter}	[-]	1	1	1

Taulukko 23. Soft-Soil-mallissa käytetyt materialiparametrit

Name	Yksikkö	Savi
γ_{unsat}	[kN/m ³]	16
γ_{sat}	[kN/m ³]	16
k_x	[m/day]	0,00003
k_y	[m/day]	0,000015
λ^*	[-]	0,143
κ^*	[-]	0,033
ν_{ur}	[-]	0,15
K_0^{nc}	[-]	0,707628
m	[-]	1,00511
c_{ref}	[kN/m ²]	10
ϕ	[°]	17
ψ	[°]	0
R_{inter}	[-]	1

4.3 Elementtimenetelmälaskelmien tulokset

4.3.1 Yleistä

Jännitys- ja painumatarkasteluita on tehty sekä taso- että pyörähdysymmetriamalleilla kahdelle eri tarkastelutapaukselle. Tarkastelutapaukset eroavat toisistaan geometriamallissa käytetyn pilarien k/k-välin suuruuden puolesta. Tarkastelutapauksen TH geometriamallissa käytetty pilaritiheys perustuu Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaiseen pilaristabiloinnin mitoitukseen. Tarkastelutapauksen YM geometriamallissa käytetty pilaritiheys on Eurokoodin mukaisen määräävimman pilaristabiloinnin mitoitus tuloksen mukainen. Kaikki tarkastelut on suoritettu ominaisarvoilla. Tarkastelutapausten geometriasta, elementtimenetelmästä ja käytetyistä materiaalmalleja on käsitelty tarkemmin edeltävissä kappaleissa 4.1 ja 4.2.

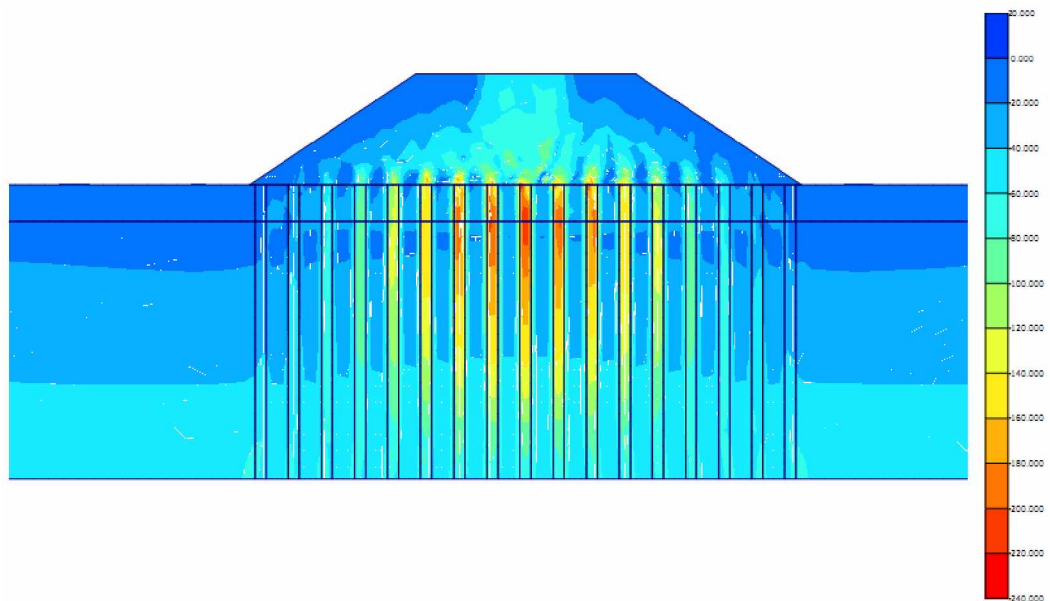
Jännitystarkasteluissa on tutkittu murtorajatilassa vaikuttavia vertikaalisia jännityksiä. Erityisen mielenkiinnon kohteena on kuivakuoren ympäristössä muodostuvien puristusjännitysten muodostuminen ja jakautuminen pilarin ja pohjamaan välillä. Kappaleessa viisi suoritetuissa pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa pilarin puristusjännitystarkasteluiden tasona käytettiin kuivakuoren alapintaa. Elementtimenetelmän avulla jännitysten jakautuminen voidaan mallintaa klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisemmin ottamalla huomioon mm. huokosvedenpaineen vaikutus.

Painumatarkasteluissa on tutkittu käyttörajatilassa muodostuvia penkereen pitkän aikavälin kokonaispainumia. Laskelmat on suoritettu plastiseen analyysin perustuen eikä penkereen aika-painuma käyttäytymistä ole otettu huomioon.

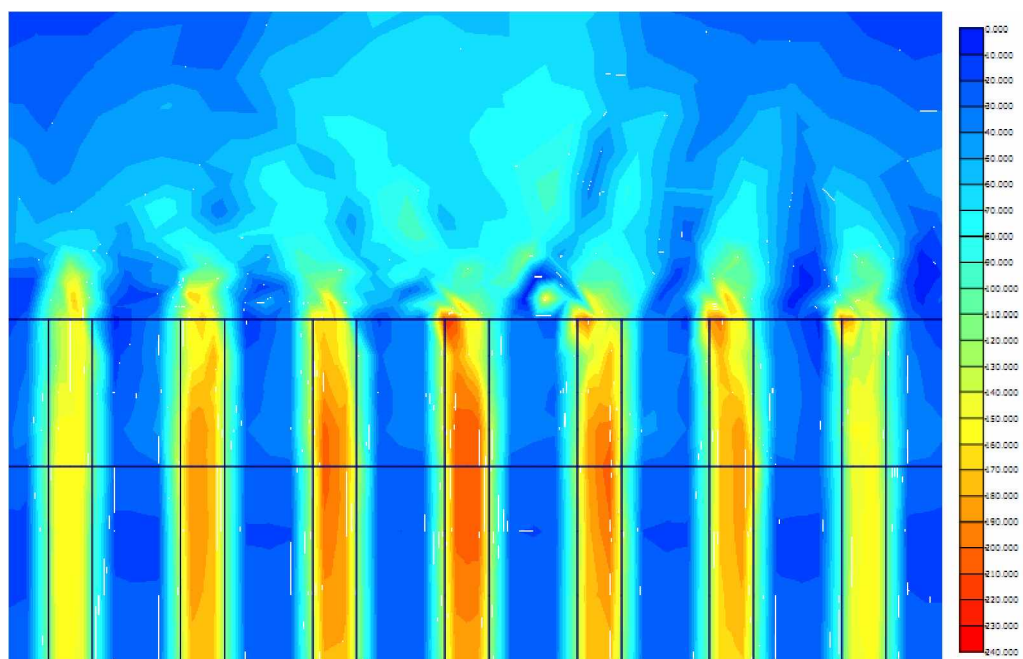
4.3.2 Jännityslaskelmien tulokset

Jännityslaskelmat on esitetty vertailemalla jokaisen tutkittavan jännitystarkastelutyyppin tuloksia vuorotellen TH- sekä YM-mallien välillä. Jännityslaskelmissa on tutkittu vertikaalisten tehokkaiden jännityksien sekä kokonaisjännityksien muodostumista sekä koko poikkileikkauksen leveydeltä että kuivakuoren alapinnassa penkereen keskellä. Tasomalleilla suoritettut tarkastelut on esitetty kuvien ja leikkauskuvantojen avulla.

TH tarkastelutapauksen tehokkaiden vertikaalisten jännitysten muodostuminen on esitetty kuvassa 16. Kuvassa 17 on esitetty suurennos jännitysten jakautumisesta kuivakuoren ympäristössä penkereen keskellä. TH tapauksen tehokas maksimijännitys $220,39 \text{ kN/m}^2$ muodostui hieman kuivakuoren alapuolelle.

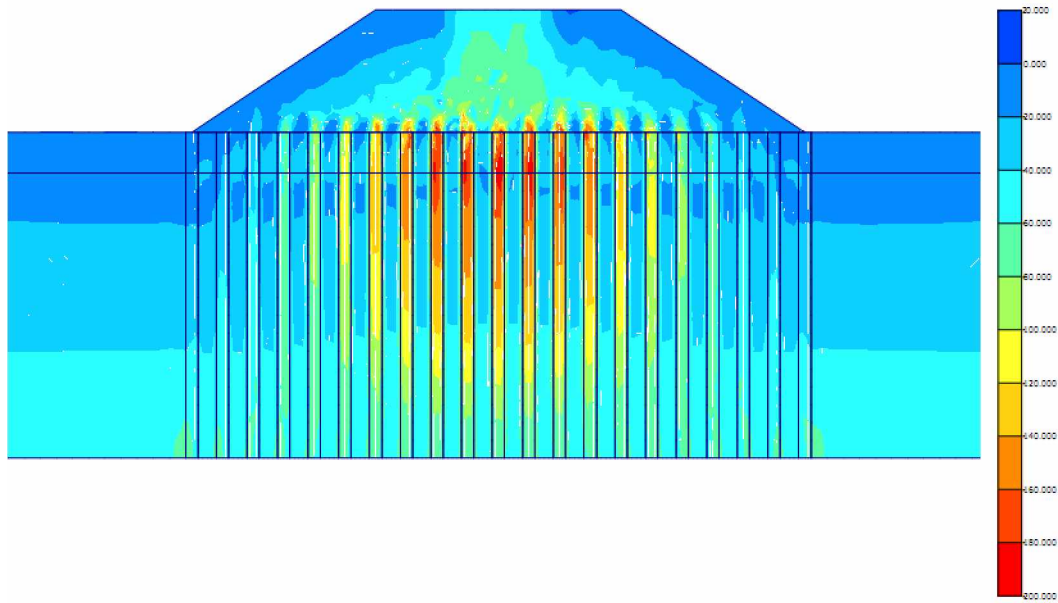


Kuva 16. TH tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset [kN/m^2]

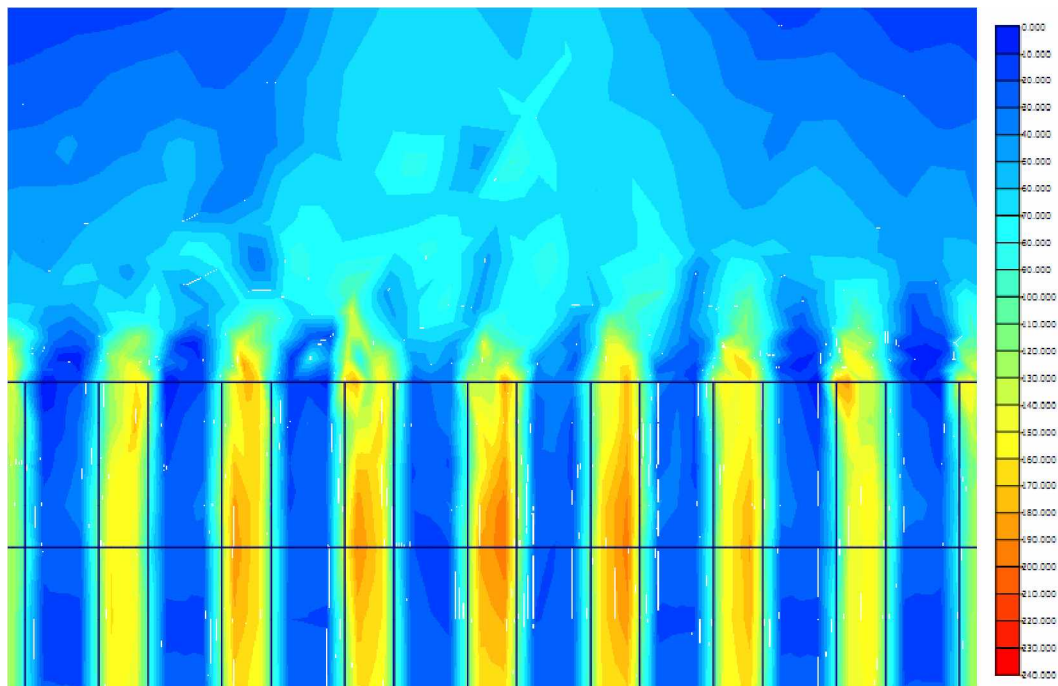


Kuva 17. TH tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset kuivakuoren ympäristössä [kN/m^2]

YM tarkastelutapauksen tehokkaiden vertikaalisten jännitysten muodostuminen on esitetty kuvassa 18. Kuvassa 19 on esitetty suurennos jännitysten jakautumisesta kuivakuoren ympäristössä penkereen keskellä. YM tapauksen tehokas maksimi-jännitys $198,25 \text{ kN/m}^2$ muodostui hieman kuivakuoren yläpuolelle.

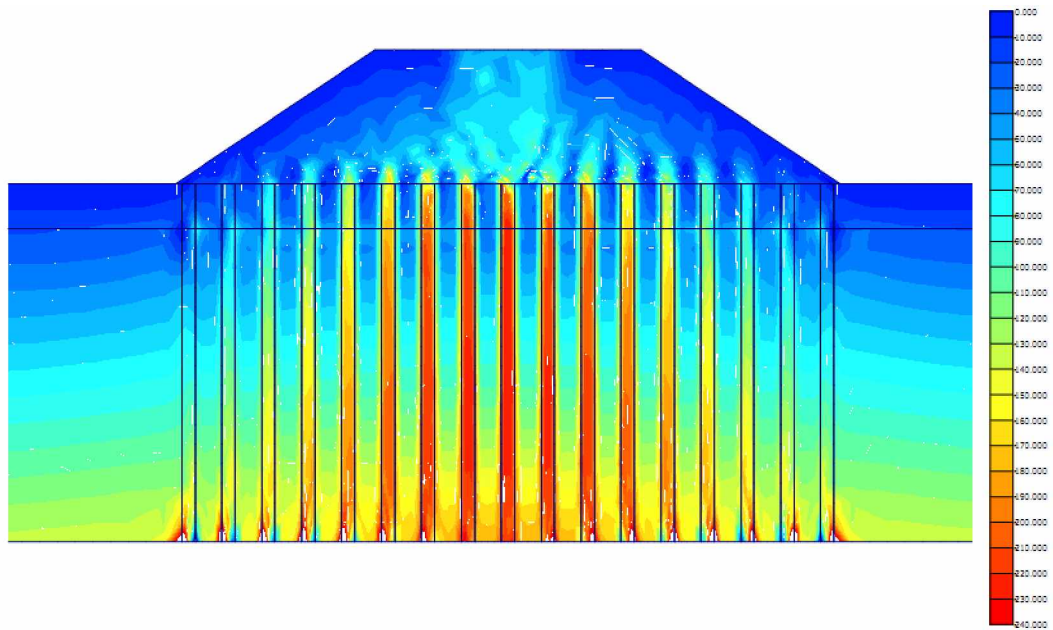


Kuva 18. YM tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset [kN/m^2]

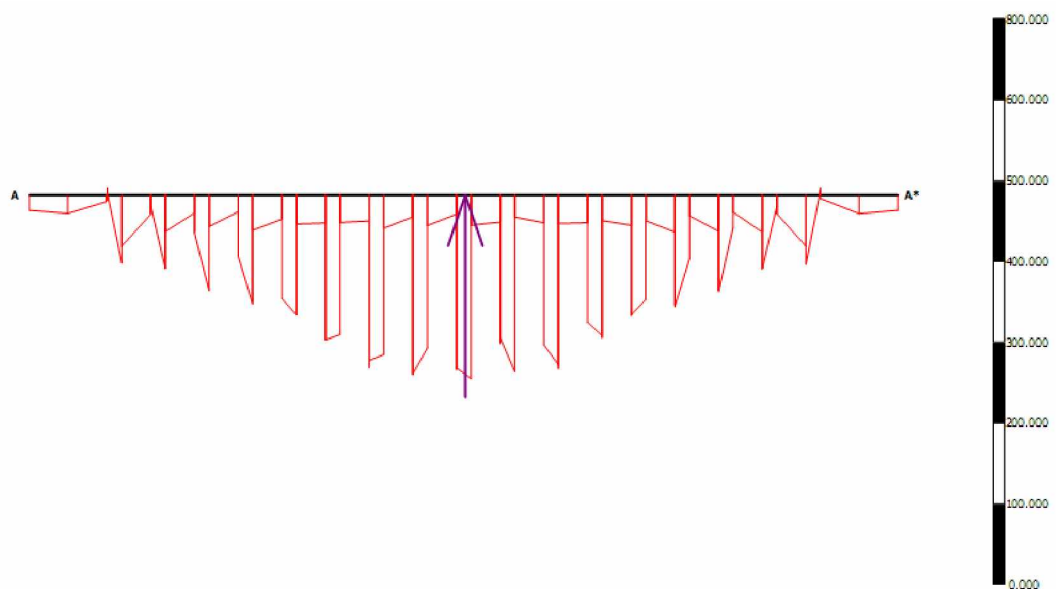


Kuva 19. YM tarkastelutapauksen tehokkaat jännitykset kuivakuoren ympäristössä [kN/m^2]

Kuvassa 20 on esitetty TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset. TH tarkastelutapauksen paikallinen kokonaisjännitysten maksimi $229,42 \text{ kN/m}^2$ muodostui noin 10 cm kuivakuoren alapuolelle. Kuvassa 21 on esitetty A-A leikkaus kuivakuoren alapinnan kokonaisnormaalijännityksistä. Leikkauksen A-A maksimi normaalijännitys on $226,94 \text{ kN/m}^2$.

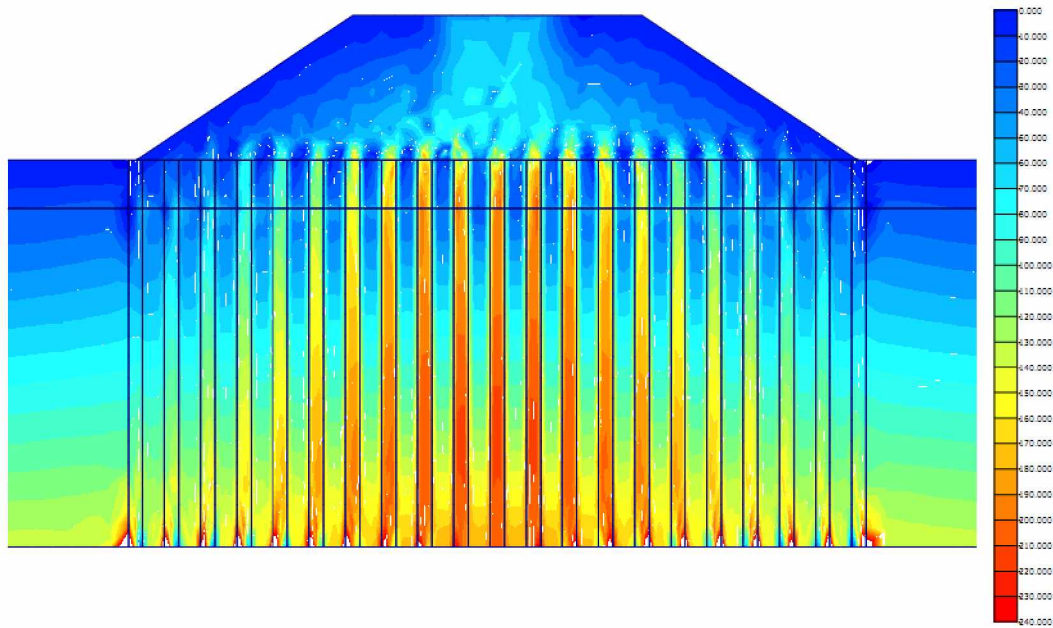


Kuva 20. TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset [kN/m^2]

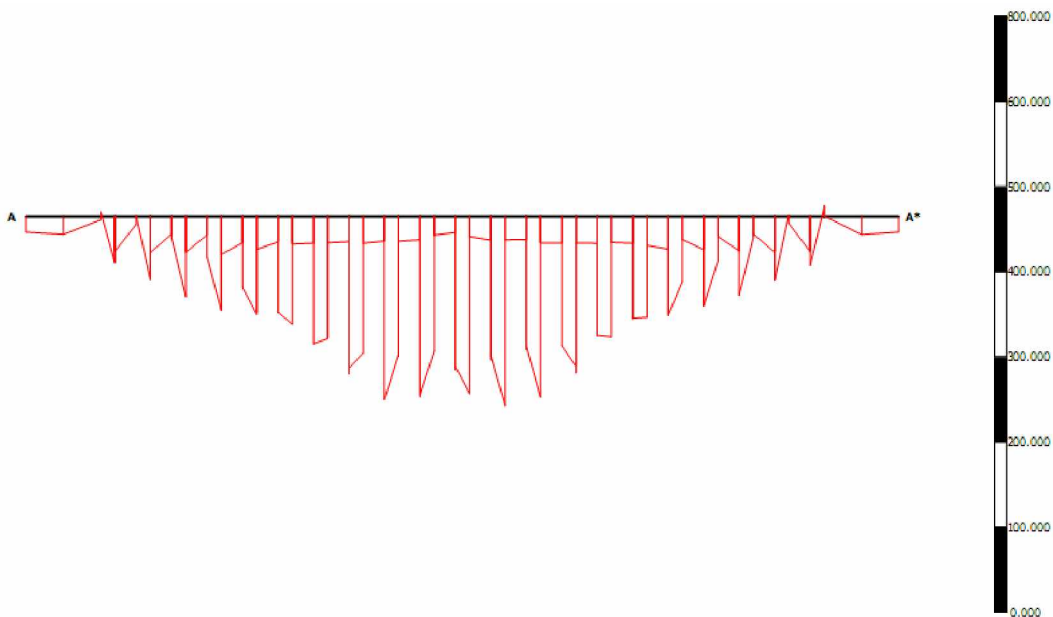


Kuva 21. Leikkaus A-A TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset kuivakuoren alapinnan tasossa [kN/m^2]

Kuvassa 22 on esitetty YM tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset. YM tarkastelutapauksen paikallinen kokonaisjännitysten maksimi $222,25 \text{ kN/m}^2$ muodostui noin 20 cm kuivakuoren alapuolelle. Kuvassa 23 on esitetty A-A leikkaus kuivakuoren alapinnan kokonaisnormaalijännityksistä. Leikkauksen A-A maksimi normaalijännitys on $221,89 \text{ kN/m}^2$.

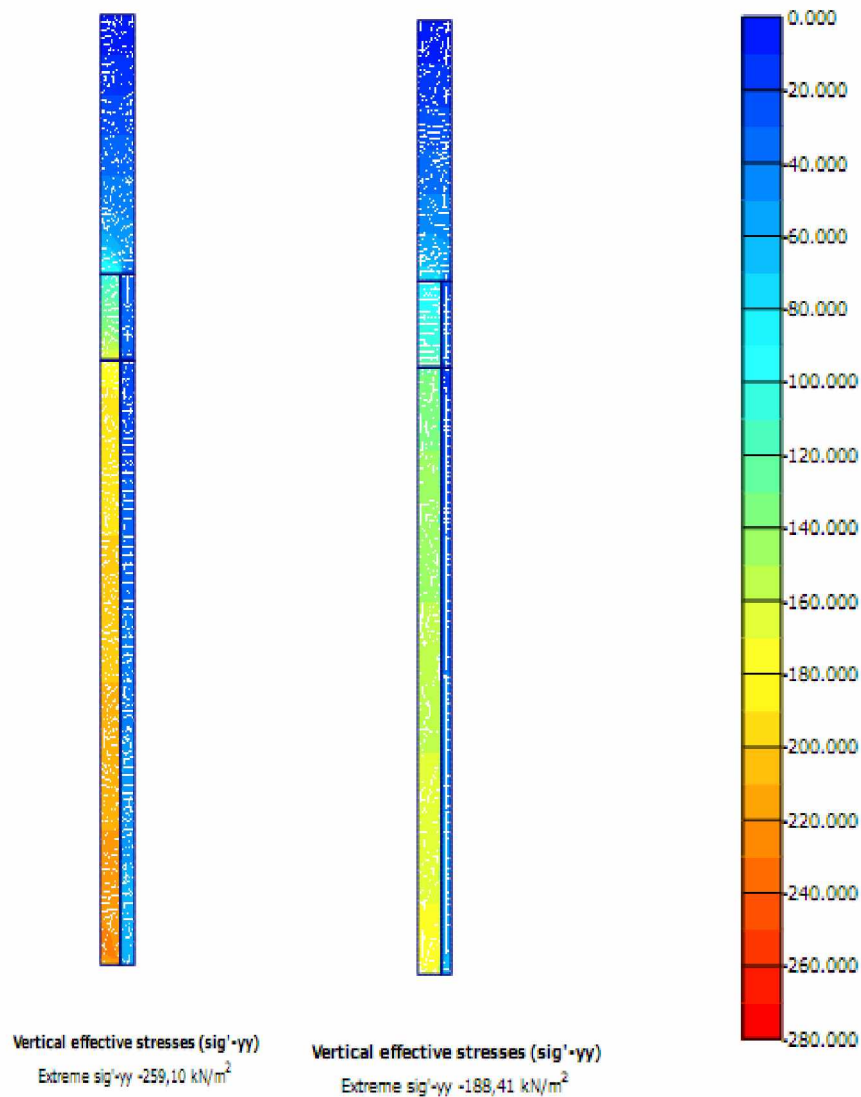


Kuva 22. YM tarkastelutapauksen kokonaisjännitykset [kN/m^2]



Kuva 23. YM tarkastelutapauksen kokonaisjännitykset kuivakuoren alapinnan tasossa [kN/m^2]

Pyörähdysymmetriatarkastelut poikkeavat erityyppisen lähestymistavan vuoksi tasomallilla suoritetuista laskelmista. Pyörähdysymmetriamallilla ei ole suoritettu jännitystarkasteluita suljetussa tilassa, koska huokosvedenpaineen aiheuttavat jännitykset eivät pääse muodostumaan luonnollisella tavalla. Kuvassa 23 on esitetty aksisymmetristen mallien tehokkaiden vertikaalisten jännitysten jakaumat avoimessa tilassa. Tuloksina TH tarkastelulla saatiin 259 kN/m^2 ja YM tarkastelulla $188,41 \text{ kN/m}^2$.



Kuva 24. Tehokkaiden vertikaalisten jännitysten jakautuminen aksisymmetrisissä avoimen tilan tarkasteluissa. Vasen tapaus TH ja oikea YM.

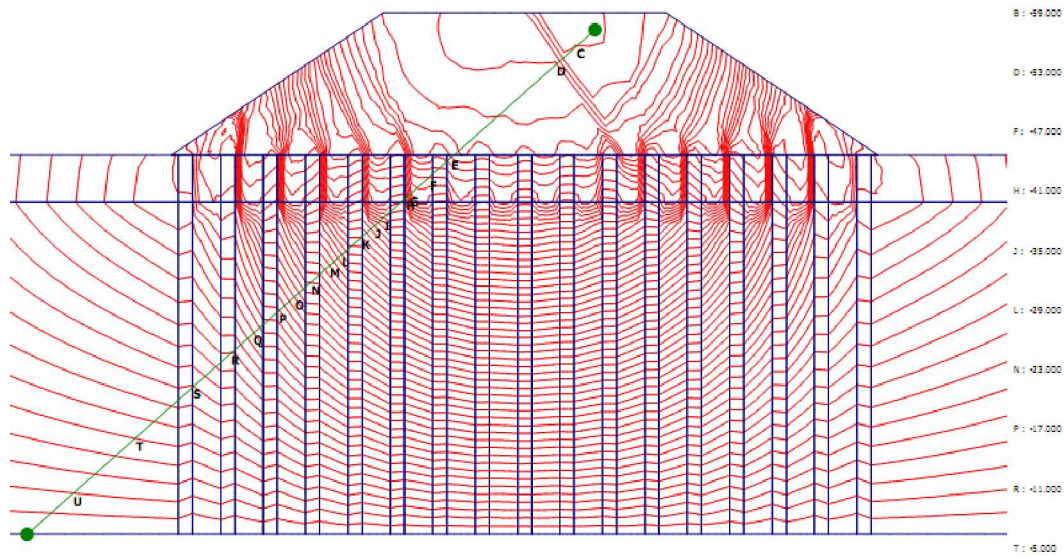
4.3.3 Painumalaskelmien tulokset

Painumatarkastelut on suoritettu käyttörajatilassa. Laskelmissa on käytetty plastista analyysiä ja tutkittu kokonaispainumia. Pitkän aikavälin tarkasteluissa saven ja pilarin materiaalimalleille on käytetty avointa tilaa.

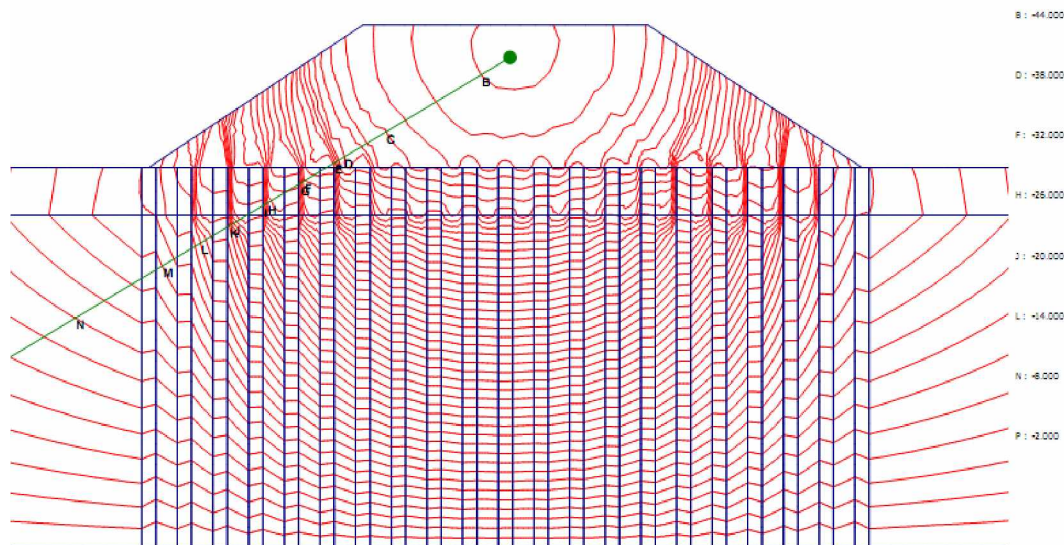
Penkereen pystysuorat kokonaispainumat TH sekä YM. Kokonaispainumien lisäksi on tutkittu miten syvästabiloinnin mitoituksen lähtökohtainen oletus pilarin ja maan painuman yhtäsuuruudesta toteutuu elementtimenetelmään perustuvan mallin avulla. Pilarin ja maan välille syntyviä painumaeroja on mallinnettu penkereen alapinnassa leikkauskuvantojen avulla.

Tarkastelutapauksen TH penkereen vertikaaliseksi kokonaispainumaksi muodostui 56,22 mm. Kuvassa 25 on esitetty TH tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset tasapainokäyrien avulla. Kuvasta 25 nähdään myös miten painumaerot pilarin ja saven välillä tasaantuu syvemmälle mentäessä. Kuvassa 26 on esitetty YM

tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset. Tarkastelutapauksen YM penkereen vertikaaliseksi kokonaispainumaksi muodostui 44,3 mm.



Kuva 25. TH tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset [mm]



Kuva 26. YM tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset [mm]

Pyörähdysymmetriatarkasteluissa muodostui kokonaispainumiksi TH tarkastelutapauksessa 57,40 mm ja YM tarkastelutapauksessa 40,35 mm. Tulokset ovat suuruusluokaltaan tasotapausten kanssa lähellä toisiaan.

4.4 FEM laskelmien yhteenveto

4.4.1 Jännitystarkastelut

Elementtimenetelmällä tehdyissä jännitystarkasteluissa keskityttiin vertikaalisten jännityksien sekä muodonmuutosten tutkimiseen. Laskentamallien vertikaaliset jännitykset aiheutuivat junakuorman ja penkereen tilavuuspainon vaikutuksesta. Elementtimenetelmällä tehdyistä tarkasteluista nähdään hyvin yksityiskohtaisesti miten kuormitukset jakautuvat pilarien ja maapohjan välillä.

Elementtimenetelmän etuina on pilaristabiloidun maan jännitysten jakautumisen mallintaminen klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisemmin. Elementtimenetelmällä saadaan tarkempia tuloksia, mutta toisaalta on syytä muistaa, että parametrien sekä geometriamallissa käytettävien laskentamallien virheellinen valinta voi johtaa saavutettujen etujen menettämiseen.

Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen perinteisessä klassiseen maamekaniikkaan perustuvassa mitoitustapauksessa puristusjännitysten tarkastelutasona suositellaan käytettävän kuivakuoren alapintaa. Elementtimenetelmällä tehdyistä jännitystarkasteluista voidaan päätellä, että tarkastelutason valinta kuivakuoren alapintaan on hyvin lähellä jännitysten maksimien muodostumissyvyyttä eikä tarkastelutason sijaintia sitä ole syytä muuttaa.

Molemmista tarkastelutapauksissa saatiin esille kaunis symmetrinen pystysuorien jännitysten muodostama sydänkuvio penkereen alapuolelle. Tasomallien tehokkaiden vertikaalisen jännityksien jakaumat on esitetty kuvissa 16–19.

Tiheämmän pilarivälin vaikutusta maksimijännityksiin arviotiin TH ja YM tarkastelutapauksen maksimijännityksien erotuksen avulla. Junakuormana käytettiin molemmissa laskentatapauksissa samaa kuormaa. Luonnollisesti tehokkaat jännitykset olivat tiheämmän pilarivälin ansiosta pienempiä YM tarkastelutapauksessa. Tehokkaiden jännitysten maksimien erotukseksi tarkastelutapausten välillä muodostui 22,14 kN/m².

Vertikaalisten kokonaisjännityksien maksimiarvojen tutkiminen ei ole mielekäästä, koska jännitykset kasvavat pääsääntöisesti kauttaaltaan syvyyden funktiona. Kokonaisjännitystarkasteluissa on huomio keskitetty kuivakuoren lähiympäristössä muodostuviin jännityksiin. Tarkasteltaessa kuivakuoren ympäristöä voidaan havaita paikallisten maksimijännitysten muodostuvat hieman kuivakuoren alapuolelle. Kokonaisjännityksien jakautuminen on esitetty kuvissa 20 ja 22. TH tarkastelutapauksen paikallinen vertikaalinen maksimikokonaisjännitys on 229,42 kN/m². YM tarkastelutapauksella saadaan vastaavasti 222,25 kN/m². Kokonaisjännitysten paikallisten maksimien erotukseksi saadaan 7,17 kN/m².

Kuvissa 21 ja 23 on esitetty A-A poikkileikkauksen avulla normaalijännitykset kuivakuoren alapinnassa. Kokonaisjännitysten maksiminormaalijännitys muodostuu A-A leikkauksessa keskimmäisen pilarin kohdalle. Kuivakuoren alapinnassa kokonaisjännitysten erotus tarkastelutapausten välillä ei muodostunut yhtäsuureksi kuin tehokkaiden jännityksien maksimiarvojen erotukset. TH ja YM tarkastelutapauksien välillä saatiin kokonaisjännityksien erotuksena kuivakuoren tasossa 5,05 kN/m².

Pyörähdysymmetriamallilla saatuja tuloksia verrattaessa tasomallin tuloksiin on otettava huomioon mallien lähtökohtaiset erot. Koska malleissa käytetyt kuormat sekä geometria poikkeaa tasomallissa käytetyistä. Pyörähdysymmetriamallin ominaisuuksista on tarkemmin kappaleessa 4.2.5. Pyörähdysymmetriamallilla ei tehty tarkasteluja suljetussa tilassa. Avoimen tilan tehokkaat jännitykset käyttäytyivät oletetulla tavalla. Pyörähdysymmetriamallin avoimen tilan tehokkaat vertikaaliset jännitykset on esitetty kuvassa 24.

4.4.2 Muodonmuutokset

Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mitoituslähtökohtana kimmoisten pilarien suunnittelussa on pilarien ja maan yhteistoiminnan toteutuminen. Tämä edellyttää kuormien jakautuvan pilareille ja maalle niiden muodonmuutosmoduulien suhteessa. Yhteistoiminnassa oletetaan myös pilarien ja maan painumien olevan yhtä suuria. Yhteistoiminnan toteutumiseen vaikuttaa pilarien k/k-väli, maan ja pilarin muodonmuutosmoduulien suuruus sekä pilaristabilointityössä käytetty tuotantotekniikka.

Pilarivälin tihtymisen vaikutusta kokonaispainumiin on arvioitu TH ja YM tarkastelutapauksien tasomallien kokonaispainumien erotuksen avulla. Vertikaalisten kokonaispainumien erotukseksi tasomallien tarkastelutapausten välillä muodostui 12,1 mm. Tasomallien välinen painumaero on merkityksettömän pieni. Kokonaispainumat eivät kappaleen viisi mitoituslaskelmissakaan olleet mitoittavassa asemassa. Vertikaaliset muodonmuutokset on esitetty tasapainokäyrien avulla kuvissa 25 ja 26.

Saven ja pilarin painumat penkereen alapinnassa poikkeavat toisistaan. Siirrettäessä tarkastelutasoa syvemmälle painumaerot vähentyvät holvaantumisen vaikutuksesta. TH ja YM tarkastelutapausten muodonmuutoksia vertailemalla voidaan todeta, että tiheämmällä pilarivälillä painumaerot pilarin ja maan välillä muodostuvat pienemmiksi ja tasaantuvat nopeammin. Kuvista 25 ja 26 nähdään miten painumaerot jakautuvat TH ja YM tarkastelutapauksissa pilarien ja maan välillä.

Pyörähdysymmetriamallilla muodostui kokonaispainumiksi TH tarkastelutapauksessa 57,40 mm ja YM tarkastelutapauksessa 40,35 mm. Pyörähdysymmetriamallilla painumaeroiksi saatiin tarkastelutapausten TH ja YM välille syntymään 17,05 mm. Suuruusluokaltaan pyörähdysymmetriamallilla suoritettujen painumalaskelmien tulokset vastasivat hyvin tasomallilla saatuja tuloksia. Lähtökohtaisesti pyörähdysymmetriatarkastelujen tuloksia verrattaessa tasotapauksen tulosten kanssa on hyvä pitää mielessä, että mallien geometria sekä kuormitukset poikkeavat toisistaan. Painumatarkasteluiden tulosten perusteella pyörähdysymmetriamallilla saadut tulokset ovat alustavien painumien tutkimiseen käyttökelpoisia.

4.4.3 FEM tulosten vertailu klassiseen mitoitukseen

Vertaamalla FEM laskelmien tuloksia kappaleen viisi klassiseen maamekaniikkaan perustuviin pilaristabiloinnin mitoituslaskelmiin voidaan todeta, että tulokset ovat suuruusluokaltaan lähellä toisiaan. Pilaristabiloinnin mitoituslaskelma TH mitoitettiin sallimalla pilarille 241,50 kPa puristusjännitys. Elementtimenetelmällä saatiin samalla tarkastelutapauksella tehokkaaksi maksimijännitykseksi 220,39 kN/m².

Kappaleen viisi mitoituslaskelmissa saatiin TH tarkastelutapauksen kokonaispainumaksi 62,2 mm, joka on lähellä elementtimenetelmän tulosta 56,2 mm. Kappaleen viisi mitoituslaskelmissa saatiin YM tarkastelutapauksen kokonaispainumaksi 44,0 mm, joka on käytännössä yhtä suuri kuin elementtimenetelmän tasotapauksella saatu 44,3 mm.

Yhteenvedona voidaan todeta, että FEM laskelmien tulokset ovat samansuuntaisia klassisen maamekaniikan mitoitukseen verrattuna. Tämän tutkimuksen valossa klassinen maamekaniikka näyttäisi olevan tulostensa puolesta hieman varmemmalla puolella verrattuna elementtimenetelmällä tehtyihin tarkasteluihin.

5 Johtopäätökset

Tutkimuksen ensisijainen tavoite oli selvittää miten Eurokoodin mitoitusmenettely vaikuttaa ratapenkereen geotekniseen mitoitukseen. Kappaleen kolme pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien tuloksista nähdään, että Eurokoodin vaikutus mitoituslaskelmaan tulee tihentämään pilareiden k/k -väliä merkittävästi. Pilarivälin tihtyminen johtaa pilaristabilointimenetelmän taloudellisen kilpailukykyyn heikkenemiseen. Pilaristabiloinnin k/k -välin tihtyminen on seurausta Eurokoodin murtorajatilataarkasteluissa käytetyistä osavarmuusluvuista.

Tutkimuksen tuloksista nähdään, että pilaristabiloinnin mitoituksessa murtorajatilassa suoritettujen puristusjännitystarkastelut muodostuvat mitoittavaksi. Stabiliateetti tai käyttörajan painumat eivät vaikuttaneet mitoituksen lopputulokseen missään tarkastelutapauksessa.

Tutkimuksen toissijainen tavoite oli tutkia miten jännitykset jakautuvat pilaristabiloidussa maassa elementtimenetelmän avulla. FEM laskentamallien avulla saadaan klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisempi käsitys pilaristabiloidun maan muodonmuutoksien ja jännityksien muodostumisesta. Kappaleen neljä tarkastelusta nähdään, että elementtimenetelmällä saadut puristusjännitykset muodostuivat pienemmiksi kuin kappaleen viisi mitoituslaskelmiin perustuva pilaristabiloinnin mitoitus. Tämä voidaan tulkita siten, että klassiseen maamekaniikkaan perustuva mitoitus on hieman varmemmalla puolella kuin mitä elementtimenetelmään perustuva mitoitus.

Vertailtaessa Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen klassiseen mitoitukseen perustuvien mitoituslaskelmien tuloksia elementtimenetelmällä saatuihin tuloksiin, voidaan todeta mallien käyttäytyvän samansuuntaisesti ja tulokset muodostuvat samaan suuruusluokkaan. Vertikaaliset muodonmuutokset eli kokonaispainumat vastaavat toisiaan hämmästyttävän hyvin. Jännitystarkasteluissa erot muodostuivat hieman suuremmiksi.

Eurokoodin vaikutuksesta tihtynyt pilariväli tarkoittaa käytännössä pilaristabilointimenetelmän varmuustason kasvamista nykyiseen mitoitukseen verrattuna. Koska Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaan mitoitetuista pilaristabilointikohteista on pääsääntöisesti myönteisiä kokemuksia, herää kysymys onko nykyisen pilaristabiloinnin mitoituksessa käytetyn varmuustason korottaminen välttämätöntä?

Varmuustason säilyttäminen ennallaan, Eurokoodin voimaan astumisen myötä, on nykyisten mitoitusohjeiden mukaan mahdotonta. Yksiselitteistä ratkaisua tilanteeseen ei ole. Seuraavassa on esitetty joitain ajatuksia, miten Eurokoodin mitoitusmenetelmää soveltamalla pilaristabilointi voisi säilyttää kilpailukykyisen asemansa yhtenä vaihtoehtoisena pohjanvahvistusmenetelmänä.

Pilaristabiloitua maata käsitellään Eurokoodin mukaan maana, johon on lisätty sideainetta. Varsinaisessa EN 1997-1 standardissa maan kestävyuden osavarmuusluku $\gamma_{R,e}$ on 1,4. Ympäristöministeriön kansalliseen liitteeseen on Suomessa valittu käytettäväksi maan kestävyuden osavarmuusluku 1,5. Jos liikenne- ja viestintäministeriön kansallisessa liitteessä olisi mahdollisuus valita alkuperäinen 1,4, olisi

pilarin puristusjännitystarkastelussa pilarin kannettavaksi mahdollisuus sallia enemmän kuormaa.

Tarkasteltaessa puristusjännitysten jakautumista elementtimenetelmän tasomallissa havaitaan pilarien maksimipuristusjännitysten keskittyvän penkereen keskilinjan alapuolelle. Siirryttäessä keskilinjasta ulommas puristusjännitykset jäävät murto-osaan mitoittavista maksimipuristusjännityksistä. Elementtimenetelmään perustuvan mitoituksen avulla penkereen poikkileikkaus olisi mahdollista jakaa jännitysjakauman mukaisiin vyöhykkeisiin. Jännitysvyöhykkeille olisi mahdollista suorittaa mitoitus nykyistä tarkemmin. Pilarikaavion optimoinnilla laajoissa infrahankkeissa olisi mahdollisuus saavuttaa merkittäviä kustannussäästöjä.

Pilarien k/k-välin tihentäminen ei ole ainoa keino parantaa pilaristabiloinnin varmuustasoa. Tuotantotekniikkaa ja stabilointityön laatua parantamalla voidaan itse menetelmään luottaa entistä enemmän. Mahdollistamalla lujempien pilarien käyttö pilaristabiloinnin mitoituslähtökohtia tarkentamalla, voidaan samalla pilarivälillä aikaansaada pilaristabiloidulle maalle paremmat geotekniset ominaisuudet. Pilaristabiloinnin laadun kasvaminen edesauttaa myös pilarin ja maan yhteistoiminnan syntymisen toteutumista.

Lähdeluettelo

Aalto, A. 1998. Syvästabilointi. Tuotantotekniikka, laadunvalvonta ja mitoitus. 164 s. Teknillinen Korkeakoulu. Otaniemi.

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2006. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D - version 8. Netherlands. ISBN 978-90-76016-02-3.

Broms, B& Boman P. 1977. Stabilization of Soil with Lime Columns. Design Handbook, 2nd edition. Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm.

Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kawalas M., Krebs Ovesen N., Orr T. and Schuppener B. 2004. Designers' Guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – General Rules. London: Thomas Thelford. ISBN 0-7277-3154-8.

Juntunen P. 2004. Elinkaarikustannukset ja painumariskit tien perustamistavan valinnassa. Tielaitoksen selvityksiä 20/2004. Tiehallinto. Helsinki: Oy Edita Ab. 76 s. TIEH 3200870. ISBN 951-803-251-3.

Nikkinen, J. 2000. Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta. Tielaitoksen selvityksiä 15/2000. Helsinki: Oy Edita Ab. s. 142. TIEL 3200604. ISBN 951-726-629-4.

Paloheimo, E. 1974. Varmuuden arviointi pohjarakennussuunnittelussa. Pohjarakennus. RIL 95. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto r.y. ss 142-145. ISBN 951-758-003-7.

Ratahallintokeskus. 2008. Ratatekniset ohjeet. Osa 3: Radan rakenne. 89 s. Helsinki.

SFS-EN 1990. 2002. Eurocode. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 138 s.

SFS-EN 1997-1. 2004. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 168 s.

SFS-EN 1997-2. 2007. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 158 s.

SFS-EN 14679. 2006. Pohjarakennustyöt: Syvästabilointi. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. 48 s.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2009. RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7.

Suomen Standardisoimisliitto SFS r.y. 2008. SFS-käsikirja 173-2. Pohjarakentamistöiden suorittaminen. Osa 2: Syvästabilointi, lujitettu täyttö, injektointi, suihkuinjektointi, pystyjoitus ja syvätyritys. 265 s. ISBN 978-952-5650-65-5.

Suomen Standardisoimisliitto SFS r.y. 2009. SFS-käsikirja 207. Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. 339 s. ISBN 978-952-242-037-4.

Tiehallinto. 2001. Syvästabiloinnin suunnitteluohje. 41 s. Helsinki: Edita Oyj. TIEH 2100008-01. ISBN 951-726-823-8.

Tielaitos. 1997. Syvästabiloinnin mitoitusohje. Tielaitoksen selvityksiä 18/1997. Helsinki: Oy Edita Ab. 34 s. TIEL 3200465. ISBN 951-726-344-9.

Liik
enne
vira
sto

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-534-2

www.liikennevirasto.fi